



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES BASEADA EM ANÁLISES DE FIABILIDADE ESTRUTURAL

Edifícios de betão armado



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES BASEADA EM ANÁLISES DE FIABILIDADE ESTRUTURAL

Edifícios de betão armado

*Trabalho realizado ao abrigo do *Protocolo de Colaboração no âmbito do Estudo de Procedimentos para Certificação Sísmica de Edifícios Existentes*, de 2014, entre o LNEC e a SPES – Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica*

Lisboa • março de 2019

OAC&T ESTRUTURAS

RELATÓRIO 81/**2019** – **DE/NESDE**
Versão revista, outubro 2019

Título

METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES BASEADA EM ANÁLISES DE FIABILIDADE ESTRUTURAL

Edifícios de betão armado

Autoria

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

Romain Ribeiro de Sousa

Bolseiro de Investigação, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal, Chefe do Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas

UNIVERSIDADE DE AVEIRO

Aníbal Costa

Professor Catedrático, RISCO, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Colaboração

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA (SPES)

João Azevedo

Luís Guerreiro

Xavier Romão

João Estêvão

Daniel Oliveira

Francisco Fernandes

LNEC

José Manuel Catarino

Manuel Pipa

Paulo Candeias

António Correia

Copyright © LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA

e-mail: lnec@lnec.pt

www.lnec.pt

Relatório 81/2019 (*Versão revista, outubro 2019*)

Proc. 0305/1309/19281

METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES BASEADA EM ANÁLISES DE FIABILIDADE ESTRUTURAL

Edifícios de Betão Armado

Resumo

A avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes tem como quadro de referência o Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998-3; 2017), que apresenta procedimentos de avaliação com âmbito de aplicação geral. A complexidade destes procedimentos, aliada ao reconhecimento de que uma parte significativa do território nacional apresenta uma sismicidade moderada a baixa, faz com que a aplicação dos procedimentos definidos neste código seja demasiado complexa para a maioria dos edifícios existentes de pequeno a médio porte, que cumpram certos requisitos de regularidade estrutural. Além disso, dada a natureza estocástica dos sismos, o nível de exigência da segurança estrutural a requerer para as diferentes tipologias de edifícios nas diferentes zonas sísmicas deve ser definido em termos probabilísticos de forma a garantir que a probabilidade de se excederem certos níveis de danos, devido à ocorrência de sismos, seja uniforme no território nacional.

Neste contexto, foi desenvolvido um estudo realizado ao abrigo do *Protocolo de Colaboração no âmbito do Estudo de Procedimentos para Certificação Sísmica de Edifícios Existentes*, de 2014, de cooperação entre o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) com o objetivo de definir procedimentos alternativos expeditos que, não pretendendo substituir a aplicação da regulamentação existente para a totalidade dos edifícios, permitem avaliar a segurança sísmica de uma sub-classe considerável de edifícios de forma mais expedita comparativamente aos procedimentos regulamentares de referência.

Assim, neste documento são propostos dois métodos expeditos que permitem avaliar a resistência sísmica de edifícios de betão armado sem recurso a modelos numéricos, apenas com base nas propriedades geométricas (Método I) e também mecânicas (Método II) dos pilares dos edifícios. Não obstante a simplicidade dos dois métodos expeditos, utilizaram-se no seu desenvolvimento análises probabilísticas de avaliação de segurança sísmica (Nível 3, avaliação da probabilidade de excedência de estados limites), aplicadas a um universo de estruturas representativas de uma fração relevante do parque habitacional português. Os métodos aqui propostos permitem assegurar o mesmo nível de fiabilidade estrutural para diferentes graus de perigosidade sísmica em Portugal com avaliações tendencialmente mais conservativas para métodos com graus de simplificação crescente.

Apresenta-se neste documento uma descrição detalhada das diferentes fases do estudo desenvolvido, terminando com um exemplo de aplicação dos diferentes métodos a um edifício existente de betão armado e com uma avaliação do grau de aproximação dos resultados obtidos com os métodos expeditos propostos relativamente à metodologia de avaliação sísmica de referência definida na NP EN1998-3 (2017).

Palavras-chave: Edifícios existentes / Avaliação da segurança sísmica / Metodologias expeditas / Análise de fiabilidade estrutural

METHODOLOGY FOR THE SEISMIC ASSESSMENT OF EXISTING BUILDINGS BASED ON STRUCTURAL RELIABILITY ANALYSES

Reinforced Concrete Buildings

Abstract

The Eurocode 8 - Part 3 (NP EN 1998-3; 2017), establishes a framework for performing the assessment of the seismic safety of existing buildings. Given that a significant part of the national territory presents moderate to low seismicity, the application of the procedures of this code leads to overly complex analyses for most small to medium sized existing buildings that meet certain structural regularity requirements. In addition, given the stochastic nature of earthquakes, the level of structural safety requirements for different typologies of buildings in different seismic zones should be defined in probabilistic terms to ensure that the probability of exceeding certain levels of damage, due to the occurrence of earthquakes, is uniform in the national territory.

In this framework, a study was developed under the *Protocolo de Colaboração no âmbito do Estudo de Procedimentos para Certificação Sísmica de Edifícios Existentes*, 2014, of cooperation between the National Laboratory for Civil Engineering (LNEC) and the Portuguese Society for Earthquake Engineering (SPES) with the purpose of defining alternative procedures that, while not intended to replace the existing regulations, allow the assessment of the seismic safety of a significant sub-class of buildings in a more expedite manner when compared to the reference regulation procedures.

In this work two expeditious methods are proposed that allow the seismic assessment of reinforced concrete buildings, without using numerical models, based only on the geometrical (Method I) and also mechanical (Method II) properties of the building columns. In spite of the simplicity of the two expeditious methods, probabilistic analyses of seismic safety assessment (Level 3, evaluation of the probability of exceedance limit states) were applied to a universe of structures representative of a relevant fraction of the Portuguese housing stock. The methods proposed herein ensure the same level of structural reliability for different degrees of seismic hazard in Portugal, with more conservative evaluations for methods of increasing degree of simplification.

This document presents a detailed description of the different study phases carried out, closing with an example of application of the different methods to an existing reinforced concrete building and an evaluation of the precision of the proposed efficient methods.

Keywords: Existing buildings / Seismic assessment / Simplified methods / Structural reliability analysis

Índice

Preâmbulo	1
1 Introdução	3
1.1 Enquadramento	3
1.2 Descrição geral do estudo desenvolvido	5
2 Critérios de aplicação de metodologias expeditas	9
2.1 Classe de importância	9
2.2 Número de pisos	10
2.3 Regularidade estrutural.....	12
2.3.1 Regularidade em planta.....	13
2.3.2 Regularidade em altura.....	14
2.4 Interação com edifícios adjacentes	16
2.5 Condições geotécnicas locais.....	18
3 Metodologia para a avaliação da segurança estrutural em relação à ação sísmica	19
3.1 Cálculo da fiabilidade estrutural para a ação sísmica	19
3.2 Capacidade estrutural.....	20
3.3 Exigência estrutural	24
4 Modelação do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do parque edificado em Portugal.....	31
4.1 Definição das propriedades dos edifícios	31
4.1.1 Propriedades geométricas	32
4.1.2 Propriedades dos materiais	32
4.1.3 Ações gravíticas.....	33
4.1.4 Resumo das propriedades consideradas	33
4.2 Dimensionamento de pórticos de betão armado para cargas gravíticas	34
4.2.1 Dimensionamento de pilares e vigas.....	35
4.2.2 Simulação da flexibilidade da laje no próprio plano	36
4.3 Dimensionamento de edifícios com resistência acrescida para forças horizontais	37
4.4 Definição dos modelos numéricos dos edifícios.....	37
4.5 Descrição geral do comportamento sísmico dos edifícios	40
5 Definição e calibração de metodologias expeditas de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes	42
5.1 Relação entre fiabilidade estrutural e coeficiente sísmico.....	42
5.2 Definição do índice de fiabilidade de referência	45
5.3 Avaliação da segurança sísmica de acordo com o Método II	52
5.3.1 Resistência para forças horizontais associada ao mecanismo de flexão	53
5.3.2 Resistência para forças horizontais associada ao mecanismo de corte de pilares.....	56
5.3.3 Justificação da expressão alternativa para a resistência ao corte de pilares à proposta pela NP EN1998-3 (2017)	58
5.4 Avaliação da segurança sísmica de acordo com o Método I	59
6 Aferição dos métodos de avaliação e aplicação a edifícios existentes	62
6.1 Exemplo de aplicação.....	62
6.1.1 Descrição do edifício.....	62
6.1.2 Condições de aplicabilidade dos métodos simplificados.....	64
6.1.3 Avaliação estrutural de acordo com o Método III de referência	70
6.1.4 Avaliação de acordo com o Método II	75
6.1.5 Avaliação de acordo com o Método I	79

6.1.6	Discussão dos resultados obtidos através dos diferentes métodos	81
6.2	Aferição dos métodos de avaliação	81
7	Conclusões.....	84
	Agradecimentos.....	86
	Referências	87
	Anexos.....	91
	ANEXO I Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade estrutural face à ação sísmica	93
	ANEXO II Guião para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado...119	
II.1	Disposições gerais	121
II.1.1	Objeto e campo de aplicação	121
II.1.2	Enquadramento dos procedimentos de avaliação sísmica	121
II.2	Critérios de aplicabilidade dos procedimentos de avaliação sísmica	123
II.2.1	Classe de importância dos edifícios	123
II.2.2	Número de pisos	124
II.2.3	Critérios de regularidade.....	124
II.2.3.1	Regularidade em planta.....	124
II.2.3.2	Regularidade em altura.....	125
II.2.4	Interação com edifícios adjacentes	126
II.2.5	Condições geotécnicas locais.....	127
II.3	Avaliação estrutural.....	128
II.3.1	Método de referência	128
II.3.2	Métodos expeditos.....	129
II.3.2.1	Princípios gerais	129
II.3.2.2	Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método II	130
II.3.2.3	Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método I	133

Índice de figuras

Figura 1.1 – Evolução da construção de edifícios de betão armado ao longo do último século com a introdução da regulamentação de dimensionamento sísmo-resistente em Portugal.....	3
Figura 1.2 – Descrição integrada do procedimento proposto para a avaliação de edifícios existentes ..	5
Figura 1.3 – Fluxograma das fases de desenvolvimento do estudo para o cálculo do coeficiente sísmico a exigir para a avaliação expedita de edifícios existentes com a identificação das três etapas principais	7
Figura 2.1 – Identificação das diferentes regiões geográficas definidas de acordo com a NUTS II	11
Figura 2.2 – Definição de pilares curtos para diferentes condições de fronteira	13
Figura 2.3 – Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (NP EN 1998-1; 2010)	15
Figura 2.4 – Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (adaptado de EPPO (2013)).....	16
Figura 2.5 – Deriva lateral correspondente ao instante de resistência máxima para os edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos.....	17
Figura 2.6 – Distribuição dos valores de deriva lateral para o instante de resistência máxima considerando todos os edifícios de betão armado	18
Figura 3.1 – Exemplo de determinação da probabilidade de excedência	20
Figura 3.2 – Representação esquemática da obtenção de uma curva de <i>pushover</i> (adaptado de FEMA-440; 2005).....	21
Figura 3.3 – Curva de capacidade genérica (adaptado de Hazus; 2012)	22
Figura 3.4 – Ilustração do modelo adotado para a definição das curvas de fragilidade para cada edifício.....	24
Figura 3.5 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema de um grau de liberdade equivalente (NP EN 1998 – 1; 2010).....	27
Figura 3.6 – Ilustração dos pontos de desempenho associados a diferentes períodos de retorno para uma curva de capacidade genérica (esquerda), juntamente com a respetiva curva de perigosidade sísmica (direita)	28
Figura 3.7 – Exemplo de ajuste da função de vulnerabilidade sísmica	29
Figura 4.1 – Definição e comportamento histerético do modelo constitutivo adotado para o betão	38
Figura 4.2 – Definição e comportamento histerético do modelo constitutivo adotado para as armaduras	38
Figura 4.3 – Exemplos dos modelos numéricos 3D dos edifícios gerados aleatoriamente	40
Figura 4.4 – Curvas de capacidade (627) e respetivos pontos de resistência máxima para forças horizontais determinados para os edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos	40
Figura 4.5 – Rácios da deriva dos diferentes pisos em relação à deriva ao piso térreo (linha do superior) e correspondente evolução com o coeficiente sísmico dos edifícios de 2, 3 e 4 pisos (linha inferior).....	41
Figura 5.1 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para a zona sísmica 3 (Tipo I), terreno tipo 2, para edifícios de 1 a 4 pisos	43
Figura 5.2 – Variação do coeficiente de ampliação da perigosidade sísmica de acordo com expressão (19) em função do parâmetro k zonas sísmicas da NP EN 1998 – 1 (2010): <i>sismo afastado do Continente - a azul; sismo próximo do Continente - a castanho e dos Açores - a verde</i>	44
Figura 5.3 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para terreno tipo B, edifícios 4 pisos e diferente ação sísmica.....	44
Figura 5.4 – Comparação de índices de fiabilidade, para edifícios de 4 pisos, com os resultados da avaliação de acordo com a NP EN 1998-3 (2017) para zonas sísmicas 1.1, 1.2 e 1.3, considerando roturas por rotação última da corda (esquerda) e por corte (direita)	47
Figura 5.5 – Comparação do índice de fiabilidade com os resultados das avaliações de acordo com a NP EN 1998-3 (2017) considerando roturas por rotação da corda última, para a zona sísmica 1.1 e terreno tipo C	49

Figura 5.6 – Relação entre a resistência efetiva e a resistência estimada considerando os pilares dos edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos	54
Figura 5.7 – Relação entre a resistência efetiva e a resistência estimada considerando os pilares de todos os edifícios	55
Figura 5.8 – Distribuição cumulativa dos valores de tensão transversal equivalente	60
Figura 6.1 – Planta tipo do edifício	62
Figura 6.2 – Excerto de quadro de pilares do edifício – os pilares entre a fundação e o piso 0, não foram considerados uma vez que este piso se encontra enterrado	63
Figura 6.3 – Espectro de resposta para o sismo Tipo 1, afastado, considerando terreno do tipo B em diferentes zonas sísmicas de sul para norte do Continente, NP EN 1998 – 1 (2010).	71
Figura 6.4 – Modelo numérico do edifício existente	72
Figura 6.5 – Curvas de capacidade e primeira rotura de pilares em corte e flexão segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita)	74
Figura 6.6 – Curvas de capacidade e pontos de desempenho para diferentes zonas sísmicas segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita)	74
Figura 6.7 – Progressão do dano na estrutura segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita) para o ponto de desempenho associado à zona sísmica 1.3 – a vermelho os pilares que apresentam rotura regulamentar	75
Figura II.1.1. Descrição integrada do procedimento de avaliação	122
Figura II.2.1. Zonamento sísmico da NP EN 1998-1 (2010)	123
Figura II.2.2. Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (NP EN1998-1; 2010)	126
Figura II.2.3. Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (adaptado de ECPFE / EPPO; 2013)	127

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Classes de importância para edifícios	10
Tabela 2.2 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação por NUTS II e número de pisos em Portugal	11
Tabela 2.3 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação com estrutura em betão armado.....	12
Tabela 2.4 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação com estrutura em alvenaria e pisos em laje de betão	12
Tabela 2.5 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação com estrutura em alvenaria e pisos em soalho de madeira	12
Tabela 3.1 – Aceleração máxima de referência (a_{gR}) para as diferentes zonas sísmicas (NP EN 1998-1; 2010)	26
Tabela 3.2 – Parâmetros definidores do espectro de resposta para terreno do tipo B	26
Tabela 4.1 – Parâmetros das distribuições estabelecidas para as diferentes propriedades dos edifícios considerados	34
Tabela 5.1 – Valores do parâmetro a na expressão (30) em função da zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício	48
Tabela 5.2 – Valores do parâmetro b na expressão (30) em função da zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício	48
Tabela 5.3 – Valores propostos pelo JCSS (2001) de índice de fiabilidade (e probabilidades de ruína anual associadas) relativas a estados limites últimos	50
Tabela 5.4 – Coeficientes sísmicos exigidos, C_{SE} , para edifícios de 1 a 4 pisos localizados em todas as zonas sísmicas e nos tipos de terreno A, B e C, definidos de acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010).....	50
Tabela 5.5 – Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso j em análise	51
Tabela 5.6 – Síntese de valores dos parâmetros de regressão na estimativa da resistência para forças horizontais associada à capacidade de pilares para mecanismos de flexão	56
Tabela 5.7 – Área de pilares exigidas, em percentagem da área de implantação dos edifícios por zona sísmica e tipo de terreno.....	61
Tabela 5.8 – Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso em análise	61
Tabela 6.1 – Classes de importância para edifícios (NP EN 1998-1; 2010: 4.2.5).....	64
Tabela 6.2 – Valores de ϕ para cálculo de $\psi E, m$ (NP EN 1998-1; 2010)	67
Tabela 6.3 – Valores de ψ_2 para edifícios (NP EN 1990-1; 2010)	67
Tabela 6.4 – Valores das ações variáveis uniformes (q) e concentradas (Q) para edifícios (NP EN 1991-1-1; 2009)	68
Tabela 6.5 – Valores das cargas e coeficientes sísmicas adotados.....	69
Tabela 6.6 – Valores do coeficiente multiplicativo da ação sísmica de referência (475 anos) para a obtenção da ação sísmica associada a três estados de limite de verificação segurança de edifícios existentes (NP EN 1998-3; 2017)	72
Tabela 6.7 – Exigência estrutural em termos de coeficiente sísmico e corte basal para as diferentes zonas sísmicas	75
Tabela 6.8 – Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso em análise	76
Tabela 6.9 – Coeficiente sísmico exigido em função da zona sísmica para os diferentes pisos do edifício em análise	76
Tabela 6.10 – Valores de $V_{F,20}$ tomando como o exemplo as propriedades do Pilar 20, para os diferentes pisos e direções principais do edifício	77
Tabela 6.11 – Valores de $V_{C,20}$ tomando como o exemplo as propriedades do Pilar 20, para os diferentes pisos e direções principais do edifício	78
Tabela 6.12 – Valores de resistência ao corte e flexão do Pilar 20, segundo as duas direções principais, de acordo com o Método II	78

Tabela 6.13 – Valores da capacidade do edifício, medida em termos coeficiente sísmico, de acordo com o Método II	79
Tabela 6.14 – Verificação da segurança de acordo com o Método II para diferentes zonas sísmicas.	79
Tabela 6.15 – Valores da exigência estrutural, medida em percentagem de área de pilares, para as diferentes zonas sísmicas.....	79
Tabela 6.16 – Área de pilares exigida em percentagem da área de implantação do edifício para os diferentes pisos em função da zona sísmica.....	80
Tabela 6.17 – Valores do somatório área de pilares medidos nos diferentes pisos do edifício, expressos em percentagem relativamente à área de implantação do edifício	80
Tabela 6.18 – Verificação da segurança de acordo com o Método I para diferentes zonas sísmicas..	80
Tabela 6.19 – Percentagens de situações de não verificação da segurança estrutural face à ação sísmica	81
Tabela 6.20 – Resultados dos testes de confiança para os dois métodos expeditos de avaliação da segurança sísmica (Método I e II) em relação ao método de referência (Método III)	82
Tabela II.1.1. Resumo dos principais parâmetros e requisitos associados aos métodos de avaliação I, II e III	122
Tabela II.2.1. Classes de importância para edifícios	123
Tabela II.3.1. Valores dos coeficientes sísmicos exigidos (CS_E) para edifícios de 1 a 4 pisos localizados em cada zona sísmica e nos tipos de terreno A, B e C, definidos de acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010).....	130
Tabela II.3.2. Valores do coeficiente η_j em função do número de pisos do edifício e do piso em análise	130
Tabela II.3.3. Sobrecargas distribuídas (q_k) e concentradas (Q_k) em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (NP EN 1991-1-1; 2009)	132
Tabela II.3.4. Valores de ψ_2 para o cálculo de $\psi E, m$ (NP EN 1990, 2009)	133
Tabela II.3.5. Valores de ϕ para o cálculo de $\psi E, m$ (NP EN 1998-1; 2010)	133
Tabela II.3.6. Valores exigidos de área de pilares, em percentagem da área de implantação dos edifícios por zona sísmica e tipo de terreno	134

Preâmbulo

A avaliação da segurança sísmica de edifícios tem como quadro de referência a NP EN 1998 – 3 (2017), que apresenta procedimentos de avaliação de aplicação geral.

A complexidade que envolve a aplicação de tais procedimentos, aliada ao facto de uma parte significativa do território nacional possuir sismicidade de nível moderado a baixo, torna a aplicação da NP EN 1998 – 3 (2017) complexa para a maioria dos edifícios regulares de pequeno a médio porte, tornando oportuno o desenvolvimento de métodos mais expeditos.

Por outro lado, dada a heterogeneidade e incertezas na avaliação da perigosidade sísmica no território nacional, o nível de proteção sísmica a exigir às diferentes tipologias de edifícios existentes deve ser harmonizado tendo em conta tais aleatoriedades. Assim, a tarefa de harmonização territorial e a aferição/graduação de cada método, remete para a aplicação de procedimentos de fiabilidade estrutural, de nível mais elevado, recorrendo a metodologias probabilísticas.

Neste contexto, o presente documento visa fornecer ao meio técnico, procedimentos alternativos simplificados que, não substituindo a regulamentação existente, permitem avaliar a segurança sísmica de edifícios existentes de uma forma rápida e segura. São assim apresentados dois métodos de avaliação expedita devidamente enquadrados na regulamentação atual, e que têm diferentes domínios de aplicação.

Este estudo resulta de uma iniciativa da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) à qual o LNEC deu total apoio tendo sido realizado ao abrigo do *Protocolo de Colaboração no âmbito do Estudo de Procedimentos para Certificação Sísmica de Edifícios Existentes*, de 2014, de cooperação entre ambas as instituições. As diferentes fases de desenvolvimento do estudo foram acompanhadas por um grupo de investigadores de engenharia de estruturas, com formação específica em engenharia sísmica e segurança de estruturas, sendo este documento também resultado de sugestões de alteração debatidas em reuniões alargadas a toda a comunidade técnica e científica deste domínio de investigação.

1 | Introdução

1.1 Enquadramento

O risco sísmico em Portugal tem sido documentado ao longo dos últimos anos através de diversos estudos, e.g., Sousa (2006) ou Silva *et al.* (2014a). Além de refletir a significativa perigosidade sísmica existente em regiões com alguma densidade populacional, nomeadamente o Algarve e as zonas de Lisboa e Vale do Tejo, este risco sísmico reflete também as vulnerabilidades estruturais decorrentes do facto da maioria do edificado em Portugal ter sido dimensionado sem considerar a ação sísmica. O gráfico apresentado na Figura 1.1, que estratifica os edifícios existentes em Portugal por década de construção, aponta para que cerca de 50 % a 70 % desses edifícios tenham sido construídos antes da introdução e disseminação do atual regulamento de dimensionamento sísmico de 1983 – o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA; 1983).

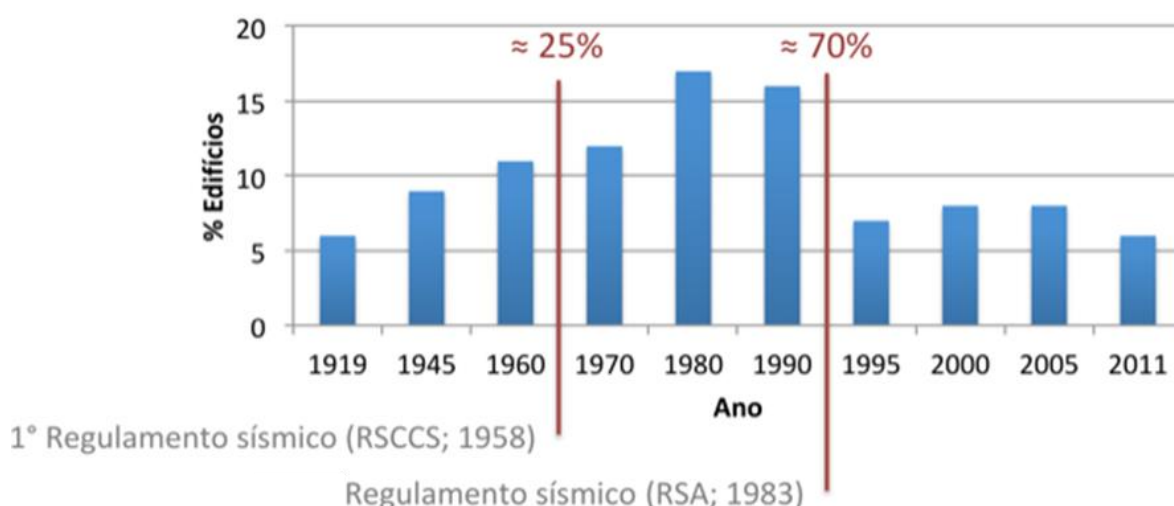


Figura 1.1 – Evolução da construção de edifícios de betão armado ao longo do último século com a introdução da regulamentação de dimensionamento sismo-resistente em Portugal

A evidência sugere que a implementação de regulamentação sísmica mais avançada pode contribuir para uma redução das perdas causadas por sismos. No entanto, o acréscimo de complexidade introduzido nestes mesmos regulamentos, requer um nível de qualificação elevado por parte dos profissionais que os aplicam, sob pena de os mesmos não serem aplicados corretamente. Desta forma, regulamentos mais simples podem constituir ferramentas importantes no sentido de reduzir a vulnerabilidade das estruturas (Spence; 2004).

Na literatura é possível encontrar diversas propostas para a avaliação expedita de edifícios existentes, nomeadamente o *Método Japonês* (JBDPA; 1990), o *P25 Scoring Method* (Tezcan *et al.*; 2011) ou o *FEMA P-154* (FEMA P-154; 2015), entre outros. O leitor mais interessado pode encontrar uma descrição e comparação de diferentes métodos de análise sísmica em Calvi *et al.* (2006) ou em Rodrigues (2009).

Estes métodos são extremamente importantes na medida em que permitem avaliar, de uma forma simplificada, a potencial vulnerabilidade sísmica de um, ou grupos de edifícios. Geralmente, os critérios incluídos neste tipo de procedimentos resultam da observação e tipificação das suas propriedades estruturais em função da sua resposta face à ação de sismos, pelo que não são necessariamente válidos quando aplicados a tipologias, tradições construtivas e perigosidade sísmica características de outro país ou região. Por outro lado, estes métodos fornecem avaliações essencialmente qualitativas e que não são necessariamente compatíveis com avaliações da segurança mais específicas incluídas em normas. Esta limitação pode conduzir a que um determinado edifício verifique a segurança quando analisado à luz de um método simplificado, apesar de não satisfazer os requisitos de análises mais precisas. Por outro lado, por forma a evitar a situação descrita acima, estes métodos podem tornar-se excessivamente conservativos, limitando a utilidade dos mesmos.

O trabalho apresentado neste documento tem como principal objetivo definir dois procedimentos expeditos que permitam avaliar a resistência sísmica de edifícios de betão armado existentes em Portugal, sem necessidade de recorrer a análises mais complexas que requerem conhecimentos aprofundados em engenharia sísmica. Ao mesmo tempo, e como descrito no corpo deste documento, estes dois métodos foram calibrados por forma a conduzirem a resultados tendencialmente conservativos em relação à metodologia de referência definida no Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998 – 3; 2017). Tal objetivo é alcançado restringido por um lado o universo de aplicabilidade a estruturas regulares, até 4 pisos, e recorrendo a metodologias probabilísticas de avaliação da segurança sísmica de nível mais elevado (Nível 3), que correspondem ao cálculo exato dos integrais que definem a probabilidade de ruína de um sistema estrutural (Ferry Borges e Castanheta; 1985), permitindo portanto, a calibração dos procedimentos de avaliação mais expeditos.

Assim, foram definidas 4 metodologias de avaliação (Método I a IV), com diferentes níveis de precisão e complexidade, e que se encontram enquadradas num procedimento geral que estabelece as condições necessárias para a aplicação das mesmas (Figura 1.2). Nos métodos expeditos propostos, a avaliação da segurança sísmica pode ser realizada apenas com base nas propriedades geométricas dos elementos verticais (Método I) ou tomando ainda em consideração as disposições das armaduras destes elementos (Método II). O Método III corresponde ao método de referência definido no Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998 – 3; 2017), enquanto o Método IV corresponde a uma metodologia de avaliação probabilística de risco sísmico, amplamente desenvolvida ao longo de várias décadas quer a nível nacional, (Costa, 1989 e Campos Costa, 1993), como internacional, e.g., SAC/FEMA (FEMA-350; 2000 e Cornell *et al.*; 2002). Este último método é recomendado essencialmente a estruturas de classe de importância mais alta, em que a integridade estrutural assume uma relevância adicional num cenário de catástrofe sísmica como hospitais, quartéis de bombeiros, estruturas de proteção civil, entre outras.

Como ilustrado na figura seguinte, a aplicação das metodologias expeditas (Método I e II) encontra-se limitada a edifícios que satisfaçam determinados pré-requisitos, cujos critérios adotados para a sua definição se encontra descrita no Capítulo 2 |.

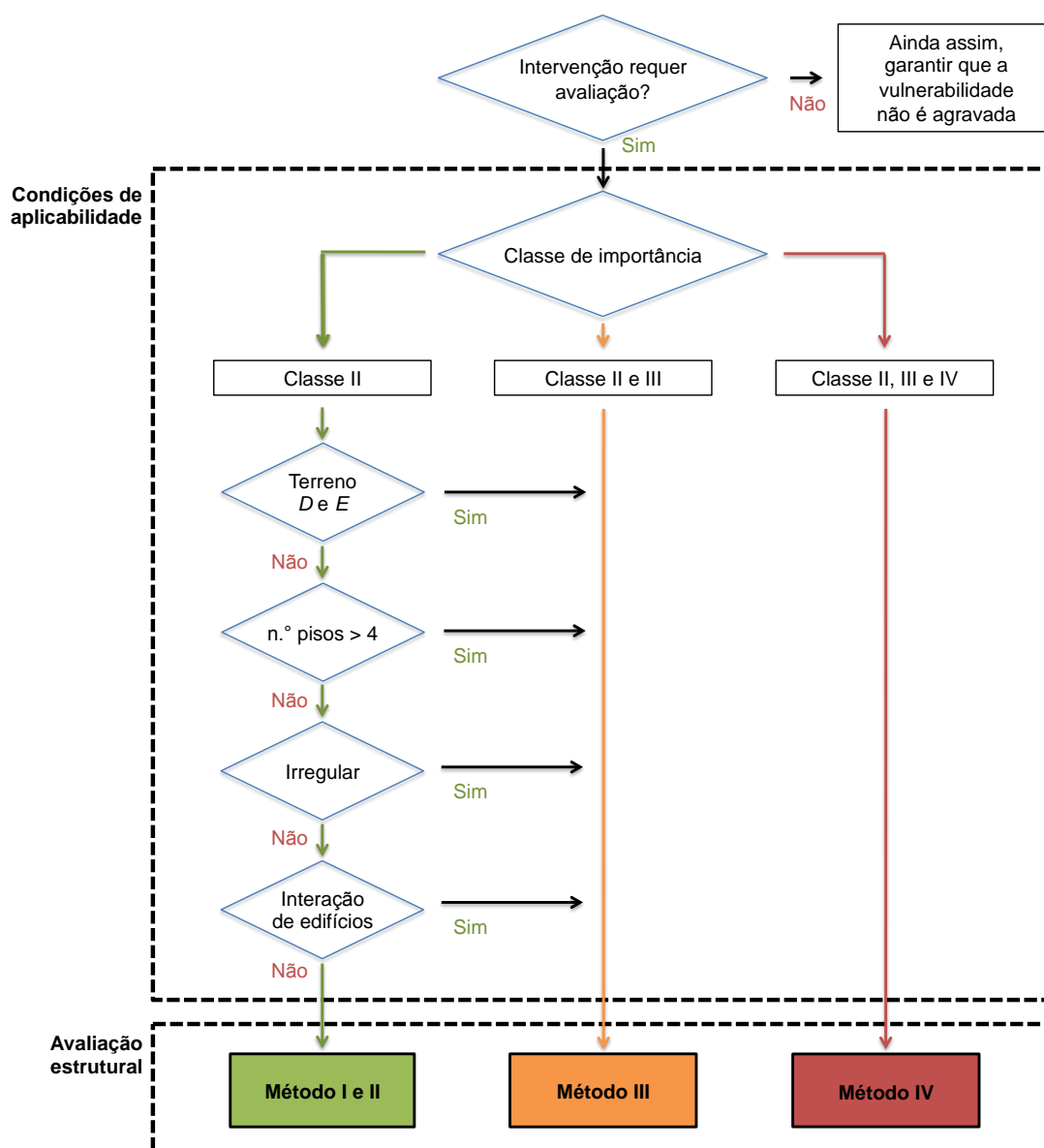


Figura 1.2 – Descrição integrada do procedimento proposto para a avaliação de edifícios existentes

1.2 Descrição geral do estudo desenvolvido

A definição das metodologias expeditas foi alcançada enquadrando o presente estudo numa metodologia probabilística, criando um contexto representativo do comportamento estrutural do edificado em Portugal, quando sujeito à ação sísmica.

Esta análise permitiu estabelecer relações entre propriedades genéricas, nomeadamente a geometria global do edifício e as secções transversais dos elementos verticais, e os índices de fiabilidade estrutural relativamente à ação sísmica. Por sua vez, esta relação possibilitou definir critérios de avaliação com base num princípio de isofiabilidade, i.e., que estabelece idênticos níveis de fiabilidade estrutural para todas as zonas sísmicas e tipos de terreno, bem como satisfazer um nível de segurança compatível, tendencialmente conservativo, com os procedimentos de referência definidos no Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998 – 3; 2017).

Em síntese, este estudo encontra-se dividido em três etapas principais:

1. Modelação do comportamento sísmico do edificado em Portugal;
2. Análise de fiabilidade estrutural face à ação sísmica;
3. Derivação de uma formulação analítica para a estimativa do coeficiente sísmico com base em propriedades genéricas de edifícios e sem recurso a análises numéricas.

Cada uma destas etapas contempla diversos procedimentos cujo encadeamento se encontra ilustrado no fluxograma da Figura 1.3. Por conveniência, o presente documento começa por descrever os pressupostos teóricos que fundamentam as análises de fiabilidade (Cap. 3 |), estando os capítulos seguintes dedicados à aplicação destes princípios a edifícios de betão armado.

Não deixa de ser relevante notar que as curvas de capacidade dos edifícios são a pedra de fecho comum a todas as fases do estudo, destacando a sua importância relativa no contexto do presente trabalho. A estimativa deste parâmetro de resistência global dos edifícios foi definida na primeira fase do trabalho em que se pretendeu criar um contexto que permitisse representar o comportamento estrutural do edificado em Portugal. Para tal, procedeu-se à modelação numérica de centenas de edifícios, cujas propriedades geométricas e mecânicas foram condicionadas a valores estatísticos identificados através de observações em edifícios existentes.

Como descrito em detalhe no Capítulo 4 |, os elementos estruturais que compõem estes edifícios foram definidos através de um algoritmo de dimensionamento automático por forma a refletir os processos de dimensionamento e disposições construtivas adotados nos diferentes regulamentos de projeto de estruturas de edifícios publicados em Portugal. No que diz respeito aos edifícios de betão armado, estas regras foram estabelecidas tendo em consideração as regras apresentadas no Regulamento do Betão Armado de 1935 (RBA; 1935), o Regulamento de Estruturas de Betão Armado de 1967 (REBA; 1967) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado de 1983 (REBAP; 1983).

A resistência para forças horizontais de cada edifício foi então aferida através de análises estáticas não lineares (*pushover*) adaptativas. De uma forma simplificada, nestas análises, o edifício é sujeito a um aumento progressivo de carga horizontal (deslocamentos no presente estudo) até atingir um nível de deformações que conduza à instabilidade local ou global do edifício.

Posteriormente (Capítulo 5 |), foi conduzida uma análise probabilística de Nível III (princípios descritos no Capítulo 3 |) para cada uma das estruturas modeladas, com o objetivo de determinar a probabilidade de excedência (e associado índice de fiabilidade) da sua resistência máxima para diferentes valores da ação sísmica, definida através dos espectros de resposta relativos aos diferentes níveis de sismicidade e tipos de terrenos apresentados na NP EN 1998 – 1 (2010). Esta opção permitiu estabelecer uma relação entre o índice de fiabilidade estrutural face à ação sísmica e o coeficiente sísmico do edifício, tomado como a força de corte global sobre o peso total do edifício.

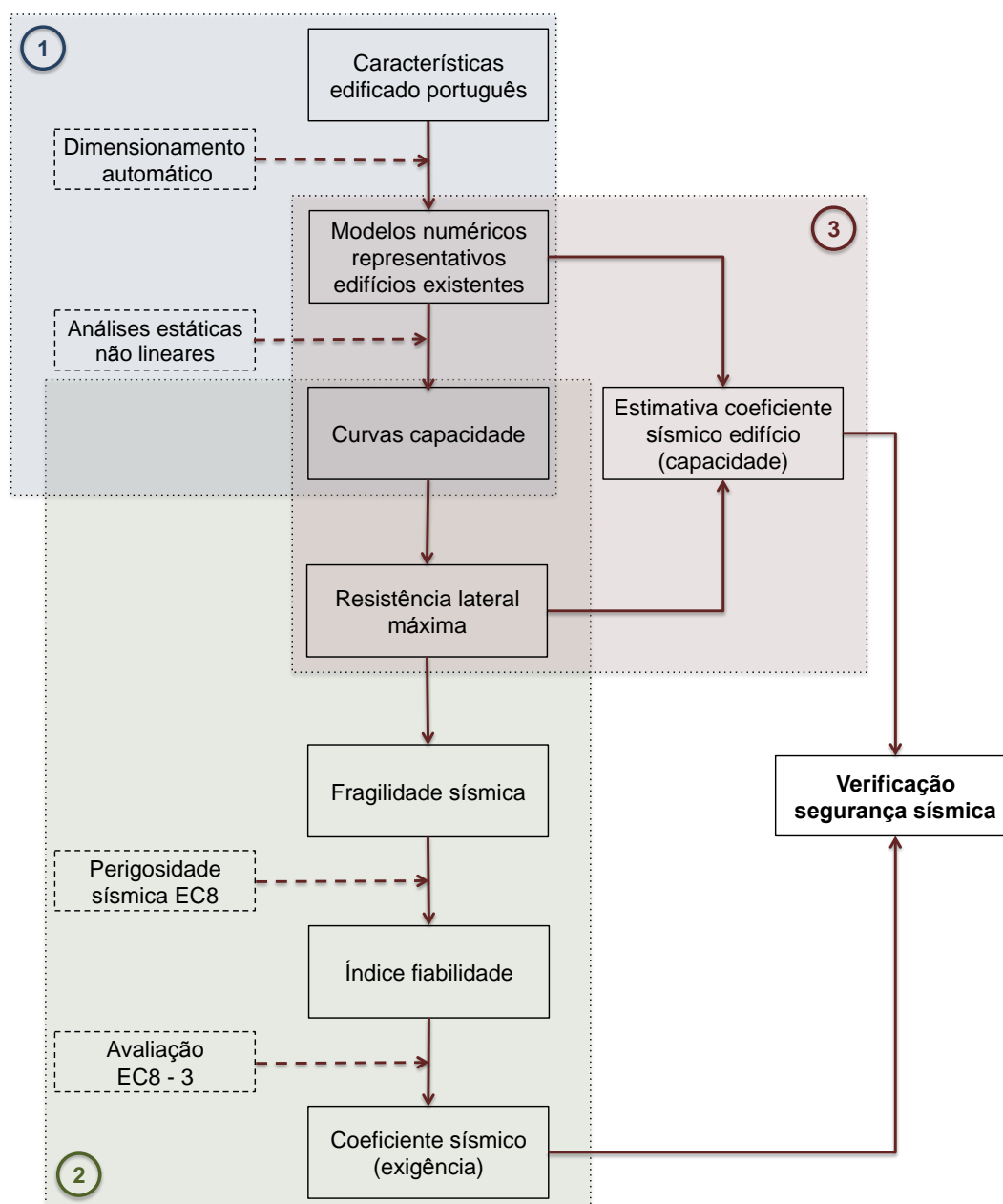


Figura 1.3 – Fluxograma das fases de desenvolvimento do estudo para o cálculo do coeficiente sísmico a exigir para a avaliação expedita de edifícios existentes com a identificação das três etapas principais

Adicionalmente, cada um dos edifícios modelados foi avaliado à luz dos critérios de avaliação da segurança sísmica definidos no Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998 – 3; 2017), nomeadamente através da verificação da resistência ao corte e da rotação da corda última de todos os elementos estruturais verticais. Os resultados desta avaliação permitiram identificar os índices de fiabilidade de referência que garantem, em termos de estimativa da probabilidade de excedência de um dado estado limite, a verificação da segurança deste edifício à luz dos procedimentos estabelecidos nesta norma.

Em última análise, no final desta etapa foi possível quantificar os valores de coeficiente sísmico que um certo edifício, localizado numa dada zona sísmica e tipo de terreno, deverá apresentar por forma

a satisfazer um determinado índice de fiabilidade de referência, subjacente aos procedimentos de avaliação adotados na NP EN 1998 – 3 (2017).

Por fim, na terceira etapa, foi conduzido um estudo com o objetivo de estabelecer uma expressão analítica que permita estimar o coeficiente sísmico de um edifício apenas com base nas propriedades geométricas e mecânicas dos materiais que compõem os seus elementos estruturais verticais (Capítulo 5). Em síntese, pretende-se identificar uma relação entre estas propriedades e a fiabilidade estrutural do edifício face à ação sísmica. Esta relação visa estabelecer critérios objetivos de verificação da segurança sísmica de edifícios existentes num contexto de uma avaliação expedita, mas que simultaneamente garanta níveis de fiabilidade acrescidos relativamente aos subjacentes à NP EN 1998 – 3 (2017).

No final do presente documento (Capítulo 6), é apresentado um exemplo de aplicação da metodologia a um edifício de betão armado, bem como o resultado de mais de 40 000 simulações de aplicação dos diferentes métodos, considerando diferentes edifícios e intensidades sísmicas. Este exercício permite aferir a precisão das metodologias propostas bem como ilustrar a simplicidade das mesmas quando aplicadas a um edifício existente.

No Anexo I são apresentadas as relações entre o coeficiente sísmico dos edifícios e o índice de fiabilidade obtidas para diferentes tipos de terreno e zonas sísmicas definidas na NP EN 1998 – 1 (2010). Por fim, no Anexo II, é apresentado um documento síntese dos critérios de aplicabilidade bem como os procedimentos expeditos de avaliação sísmica, e que resultam das conclusões retiradas do presente estudo.

2 | Critérios de aplicação de metodologias expeditas

Dado o carácter expedito que se pretende atribuir às metodologias de avaliação, o campo de aplicação das mesmas deverá ser restrito a edifícios que satisfaçam determinados critérios, estabelecidos com base nas suas propriedades estruturais, e que conduzam a um comportamento sísmico mais previsível. Por outro lado, estas condicionantes pretendem também garantir a existência de alguma compatibilidade entre as propriedades estruturais dos edifícios a avaliar e os modelos numéricos considerados no presente trabalho.

Estes critérios, por si só, não asseguram que o edifício apresenta um comportamento sísmico adequado, mas permitem identificar potenciais modos de rotura e comportamentos dinâmicos indesejados e, conseqüentemente, garantir condições para que os parâmetros de resistência definidos nestes métodos, que se pretendem de carácter global, possam ser estimados com algum grau de precisão. Por outro lado, é importante que estes critérios não sejam demasiado restritivos, permitindo que as metodologias de avaliação possam ser aplicadas a uma larga fração do parque edificado.

Assim, os edifícios devem satisfazer determinados critérios relacionados com as características elencadas nos pontos seguintes, e cujo enquadramento e fundamentação se encontram descritos nas secções seguintes:

- Classe de importância;
- Número de pisos;
- Regularidade estrutural;
- Interação com edifícios adjacentes;
- Condições geotécnicas locais.

2.1 Classe de importância

A classe de importância é a única propriedade que não está relacionada com as características da estrutura do edifício. Apesar do contexto probabilístico criado no presente estudo, determinadas estruturas apresentam uma relevância excecional pela concentração de risco que podem representar ou pela sua utilidade em cenários de resposta a um cenário de catástrofe sísmica.

Assim, optou-se por limitar as metodologias expeditas apenas a edifícios da classe de importância I e II, adotando a mesma classificação definida na NP EN 1998 – 1 (2010), e transcrita na Tabela 2.1. Esta tabela indica ainda na última coluna os métodos de avaliação admissíveis para cada classe de edifícios.

Tabela 2.1 – Classes de importância para edifícios

Classe de importância	Edifícios	Métodos propostos
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	Todos
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias.	
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante atendendo às potenciais consequências associadas ao seu colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	Método III e IV
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	

Além da limitação dos métodos simplificados a estruturas de classe de importância I e II, é ainda proposto que, para estruturas da classe III e IV, sejam considerados métodos de análise mais avançados e precisos, nomeadamente aqueles propostos no Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998 – 3; 2017) ou um método probabilístico (Método IV) que siga os mesmos princípios descritos no estudo de fiabilidade estrutural apresentado no Capítulo 3 |.

2.2 Número de pisos

A aplicabilidade dos Métodos I e II restringe-se apenas a edifícios com até 4 pisos e com área de implantação igual ou inferior a 400 m², sendo “pisso” definido como cada um dos planos sobrepostos, acima da cota do terreno, nos quais se divide um edifício e que se destinam a satisfazer exigências funcionais ligadas à sua utilização. No contexto de aplicação das metodologias expeditas propostas, caves ou subcaves totalmente enterradas não são considerados pisos.

A limitação do número de pisos pretende garantir que os métodos simplificados são aplicados apenas a edifícios que apresentem um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, cujos efeitos são difíceis de ter em conta através de métodos de análise globais.

A limitação relativa à área de implantação dos edifícios pretende restringir estes mesmos métodos a edifícios essencialmente de habitação, cuja arquitetura e sistema construtivo se encontra relativamente bem caracterizado.

A escolha do número limite de pisos teve também em consideração a expressão destes edifícios no parque habitacional português. De acordo com os resultados do último Censos (INE; 2012), é possível constatar que uma fração significativa do edificado em Portugal possui até 4 pisos. A Tabela 2.2 apresenta uma estimativa da desagregação da área bruta de construção de edifícios de habitação, de acordo com o número de pisos e diferentes regiões definidas na NUTS II (Nomenclatura das Unidades Territoriais para fins Estatísticos - ver Figura 2.1).

Tabela 2.2 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação por NUTS II e número de pisos em Portugal

	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 a 7 pisos	8 a 15 pisos	> 15 pisos	Total pisos
Norte	5.3%	20.8%	5.8%	1.8%	2.1%	0.9%	0.0%	36.8%
Centro	4.3%	12.1%	4.1%	0.9%	0.8%	0.3%	0.0%	22.5%
Lisboa e Vale do Tejo	5.5%	7.9%	3.2%	2.4%	3.7%	2.2%	0.1%	24.8%
Alentejo	2.6%	1.9%	0.3%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	5.0%
Algarve	1.6%	2.2%	0.7%	0.3%	0.4%	0.2%	0.0%	5.6%
Açores	0.6%	1.4%	0.2%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	2.3%
Madeira	0.5%	1.6%	0.6%	0.1%	0.1%	0.1%	0.0%	3.0%
Total NUTS II	20.4%	47.9%	15.0%	5.7%	7.2%	3.6%	0.1%	100.0%



Figura 2.1 – Identificação das diferentes regiões geográficas definidas de acordo com a NUTS II

Os resultados apresentados na tabela e figura anteriores permitem verificar que, independentemente da região, os edifícios até 4 pisos, inclusive, concentram a maioria da área bruta de construção do parque habitacional em Portugal. Esta constatação é válida para as tipologias mais representativas, nomeadamente as estruturas de betão armado, e estruturas de alvenarias com e sem placa de betão armado. A análise das tabelas seguintes permite ainda constatar que aproximadamente 88 % (46 % + 27,9 % + 14,3 %) da área bruta de construção corresponde a edifícios até 4 pisos, portanto, enquadráveis no âmbito das metodologias expeditas apresentadas neste estudo. Naturalmente, ter-se-á que descontar desta percentagem de abrangência de aplicabilidade das metodologias, edifícios que não cumprem com outros critérios de exclusão descritos nesta secção e cuja incidência é, na atualidade, desconhecida.

Tabela 2.3 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação com estrutura em betão armado

	1 até 4 pisos	5 a 7 pisos	8 a 15 pisos	> 15 pisos	Total pisos
Norte	17.4%	1.8%	0.9%	0.0%	20.0%
Centro	9.7%	0.7%	0.3%	0.0%	10.7%
Lisboa e Vale do Tejo	10.8%	2.9%	2.1%	0.1%	15.9%
Alentejo	1.6%	0.1%	0.0%	0.0%	1.7%
Algarve	3.1%	0.4%	0.2%	0.0%	3.7%
Açores	1.2%	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%
Madeira	2.2%	0.1%	0.1%	0.0%	2.4%
Total NUTS II	46.0%	6.0%	3.6%	0.1%	55.7%

Tabela 2.4 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação com estrutura em alvenaria e pisos em laje de betão

	1 até 4 pisos	5 a 7 pisos	8 a 15 pisos	> 15 pisos	Total pisos
Norte	11.2%	0.2%	0.0%	0.0%	11.4%
Centro	7.4%	0.1%	0.0%	0.0%	7.6%
Lisboa e Vale do Tejo	5.4%	0.5%	0.0%	0.0%	5.9%
Alentejo	2.0%	0.0%	0.0%	0.0%	2.0%
Algarve	1.2%	0.0%	0.0%	0.0%	1.2%
Açores	0.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.4%
Madeira	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%
Total NUTS II	27.9%	0.9%	0.0%	0.0%	28.8%

Tabela 2.5 – Desagregação da área bruta estimada de construção de edifícios de habitação com estrutura em alvenaria e pisos em soalho de madeira

	1 até 4 pisos	5 a 7 pisos	8 a 15 pisos	> 15 pisos	Total pisos
Norte	5.0%	0.0%	0.0%	0.0%	5.1%
Centro	4.0%	0.0%	0.0%	0.0%	4.0%
Lisboa e Vale do Tejo	2.7%	0.2%	0.0%	0.0%	2.9%
Alentejo	1.3%	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%
Algarve	0.6%	0.0%	0.0%	0.0%	0.6%
Açores	0.5%	0.0%	0.0%	0.0%	0.5%
Madeira	0.2%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%
Total NUTS II	14.3%	0.3%	0.0%	0.0%	14.5%

2.3 Regularidade estrutural

À imagem do descrito no ponto anterior as limitações relativas à regularidade pretendem garantir que o edifício em avaliação tenderá a apresentar um comportamento dinâmico previsível e com o mínimo de singularidades que representem potenciais vulnerabilidades de comportamento dinâmico para a ação sísmica.

O comportamento de pilares curtos sob ação sísmica encontra-se bem documentado na literatura devido ao seu modo de rotura potencialmente frágil (e.g., Moretti *et al.*; 2007). Por esta razão, optou-se por considerar que a avaliação de estruturas de edifícios em que a rotura destes elementos possa comprometer a estabilidade local ou global dos edifícios, deve ser realizada através de análises mais específicas. Alternativamente poder-se-ia considerar que estes elementos não contribuem para a estimativa da resistência global a forças horizontais dos edifícios. No entanto, atendendo a que a rotura de elementos verticais pode conduzir à instabilidade global da estrutura,

optou-se por excluir a aplicação dos métodos expeditos a estruturas que apresentem este tipo de elementos.

Assim, a aplicação dos Métodos I ou II é permitida apenas se, de entre os elementos verticais contínuos ao longo da altura do edifício, não existirem pilares curtos, ou seja, pilares que, em virtude da sua geometria ou da interação com elementos estruturais ou não estruturais, apresentem uma relação $\frac{M}{Vh} \leq 2,5$, em que M e V são os esforços atuantes nas extremidades dos elementos e h é a maior dimensão da secção transversal. Como ilustrado na Figura 2.2, para um elemento com altura livre L , a relação $\frac{M}{Vh}$ depende das condições de fronteira do elemento, sendo esta equivalente a $\frac{L}{2h}$ e $\frac{L}{h}$, para elementos biencastados e em consola, respetivamente. Diferentes autores sugeriram limites alternativos para a classificação de pilar curto e pilar esbelto. De acordo com Priestley *et al.* (2007), considera-se um pilar esbelto aquele em que a relação definida acima for superior a 3, ao passo que de acordo com o *Método Japonês* (JBDPA; 1990) são considerados pilares curtos quando o rácio entre altura livre e a largura do elemento for igual ou inferior a 2. Neste trabalho considerou-se um valor intermédio de 2,5 à semelhança do que é também sugerido por Moretti *et al.* (2007).

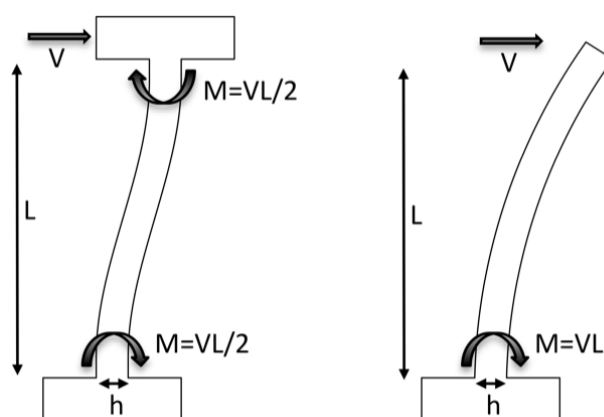


Figura 2.2 – Definição de pilares curtos para diferentes condições de fronteira

Adicionalmente, a regularidade de edifícios é geralmente avaliada segundo critérios em planta e altura e que, dada a sua natural subjetividade, pode apresentar diferentes critérios e valores limites. No presente trabalho adotou-se os critérios apresentados no Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998 – 1; 2010), e que se encontram resumidos seguidamente.

2.3.1 Regularidade em planta

São considerados regulares em planta os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- No que se refere à rigidez horizontal e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se

esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso;

- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez horizontal dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido;
- A esbelteza $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{\max} e L_{\min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;
- A cada nível, e para cada direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_o e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direção de cálculo y :

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad (1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2)$$

em que:

e_{ox} – distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x – raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez horizontal na direção y (“raio de torção”);

l_s – raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao seu centro de gravidade, e, a massa do piso).

2.3.2 Regularidade em altura

São considerados regulares em altura os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- Todos os sistemas resistentes a ações horizontais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez horizontal e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- Em edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes. Neste

contexto, os aspetos particulares das estruturas em pórtico com enchimentos de alvenaria são tratados na cláusula 4.3.6.3.2 da NP EN 1998-1 (2010);

- Quando o edifício apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo (ver a Figura 2.3(a) e Figura 2.3(b));
 - No caso de um único recuo localizado nos 15 % inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior (ver a Figura 2.3(c));
 - No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior (ver a Figura 2.3(d)).

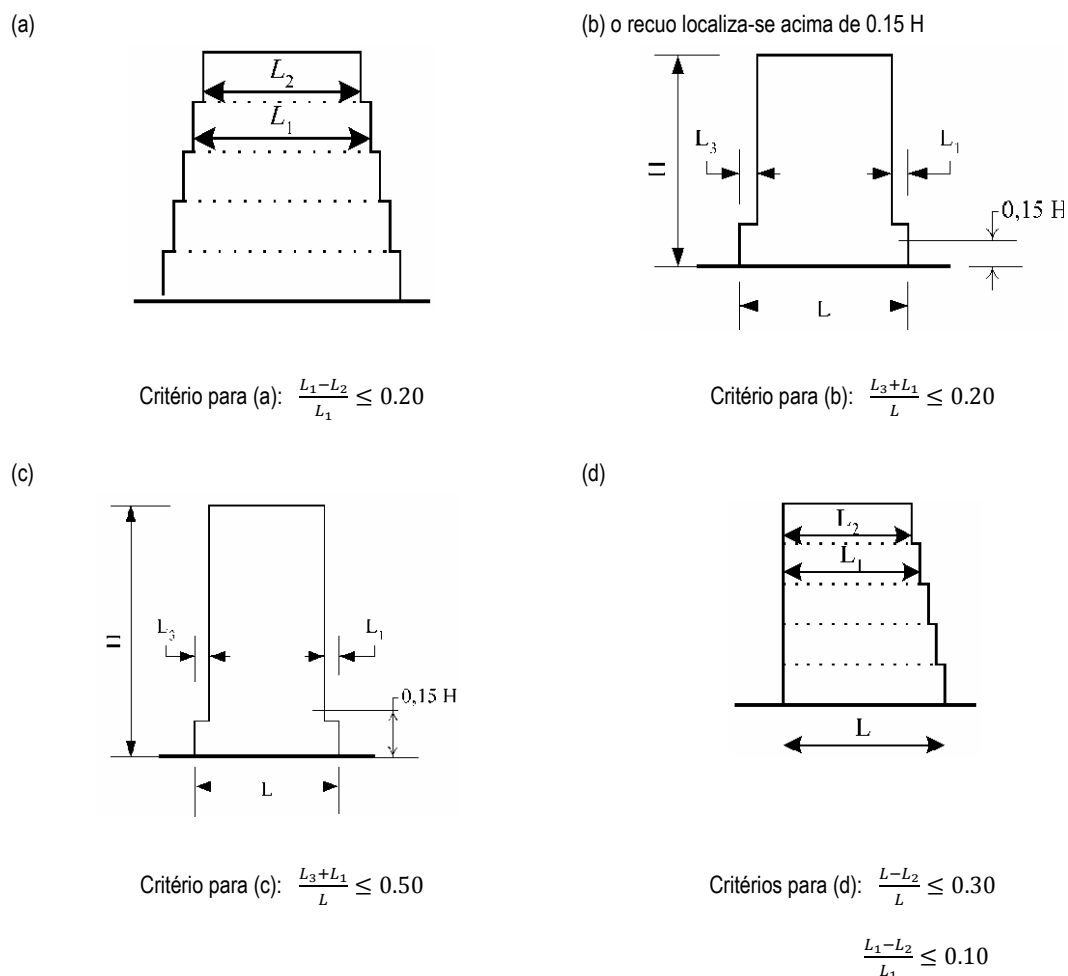


Figura 2.3 – Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (NP EN 1998-1; 2010)

2.4 Interação com edifícios adjacentes

Durante um evento sísmico, a interação entre edifícios adjacentes pode conduzir a roturas locais de elementos estruturais. Estes efeitos podem ser evitados ou minorados se existir uma junta sísmica entre edifícios que permita a sua deformação sem que exista interação entre os dois corpos ou quando os pisos dos corpos adjacentes apresentam um desnível reduzido.

Assim, em edifícios em banda ou de gaveto, em que as juntas de dilatação não garantam um comportamento dinâmico do edifício independente relativamente a qualquer dos edifícios que lhe sejam adjacentes, os Métodos I e II podem ser aplicados apenas se o edifício satisfizer os limites definidos de acordo com os seguintes aspetos construtivos:

- Alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes;
- Diferença de altura entre edifícios adjacentes.

Considera-se que o(s) edifício(s) adjacente(s) pode(m) interferir com o comportamento sísmico se a sua altura for igual ou inferior a 50 % da altura do edifício a ser avaliado.

Adicionalmente, os efeitos da interação não podem ser desprezados quando a(s) laje(s) do(s) edifício(s) adjacente(s) apresentam um desnível superior aos limites definidos na Figura 2.4.

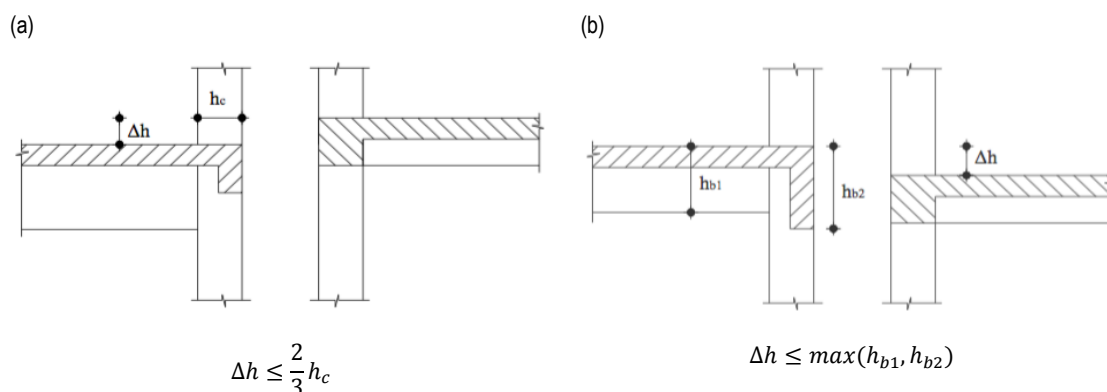


Figura 2.4 – Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (adaptado de EPPO (2013))

Os critérios apresentados na Figura 2.4 são baseados nas restrições da norma grega para intervenções em edifícios de betão armado (EPPO; 2013). Esta norma apresenta ainda soluções de reforço com vista à minoração dos eventuais efeitos adversos da interação dos edifícios, e que consistem essencialmente em técnicas de reforço dos elementos verticais junto da estrutura adjacente.

Naturalmente, os critérios relativos à interação entre edifícios não se aplicam a edifícios isolados ou a edifícios em que a presença de juntas estruturais permita uma deformação lateral adequada. A dimensão mínima da junta necessária para que o edifício se possa deformar livremente, sem interagir com edifícios adjacentes, foi definida com base nos valores da deriva lateral global (rácio entre o deslocamento lateral no topo do edifício e a altura do edifício) correspondente ao instante de

resistência máxima para forças horizontais, determinados a partir das análises descritas no Capítulo 4 |, e cujos resultados são apresentados na Figura 2.5. É importante notar que o instante de resistência máxima corresponde ao estado limite adotado para a definição dos métodos expeditos, pelo que, uma vez verificado este estado limite, o edifício deverá apresentar uma deformação inferior a esta quando sujeito á ação sísmica.

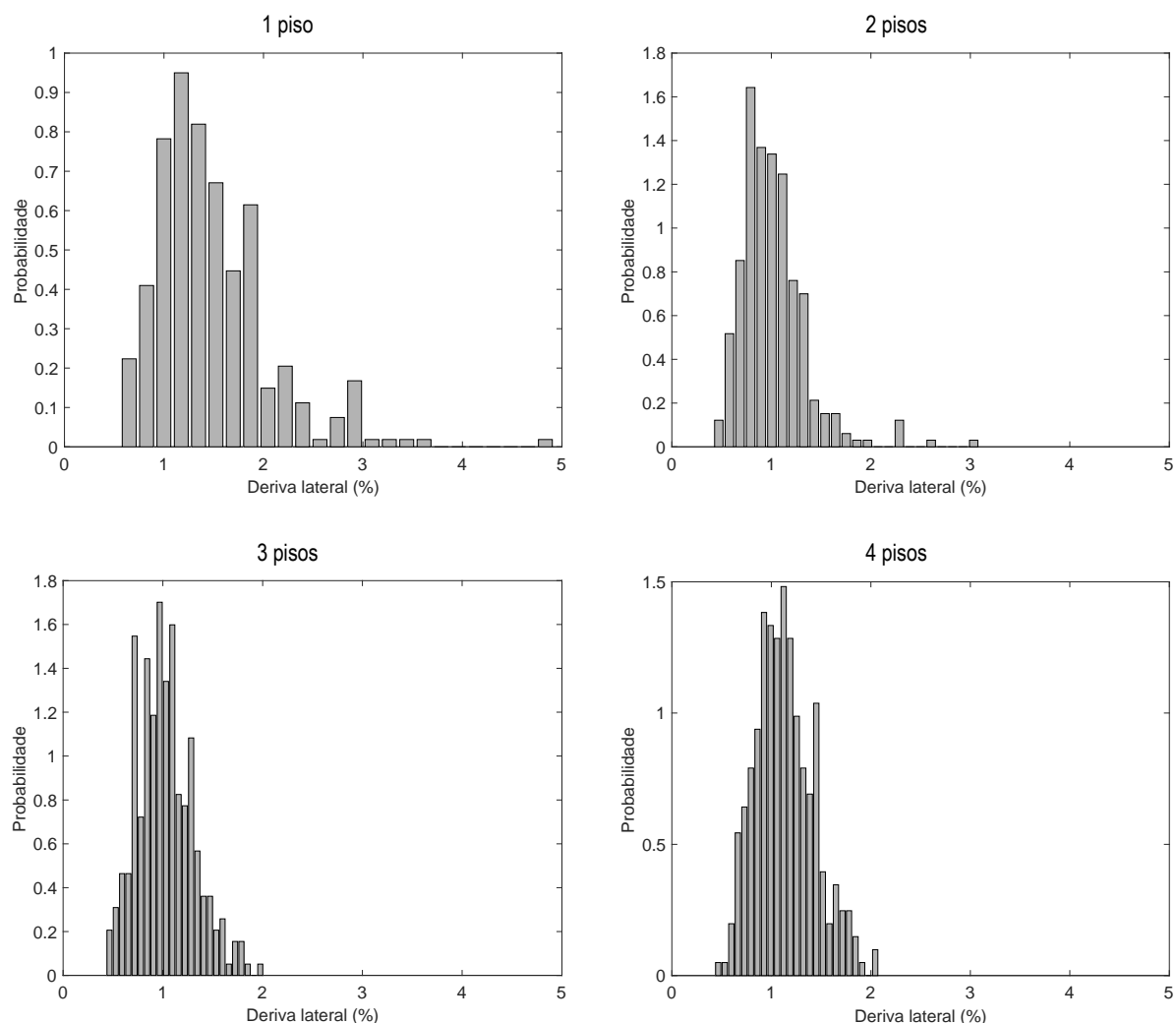


Figura 2.5 – Deriva lateral correspondente ao instante de resistência máxima para os edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos

Com base nos resultados apresentados na figura anterior, é possível verificar que a deriva lateral dos edifícios não varia significativamente com o número de pisos, pelo que se optou por analisar os resultados de uma forma global e independentemente do número de pisos. O histograma com a distribuição de derivas laterais juntamente com o correspondente ajuste de uma função log-normal é apresentado na Figura 2.6. Esta função permitiu estabelecer um valor de deriva correspondente ao valor médio mais um desvio padrão, tendo-se obtido um valor de deriva lateral de um edifício de 1,53 %. Com base neste valor, determinou-se a dimensão da junta sísmica a verificar entre dois edifícios. De acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998 – 1; 2010), as juntas sísmicas não devem ser inferiores à raiz quadrada da soma dos quadrados do deslocamento de cada um dos edifícios. Assim, admitindo que os dois edifícios adjacentes apresentam idênticos níveis de

deslocamentos horizontais, deve ser garantido uma junta vertical de pelo menos 2,2 % da altura do mais baixo. Nota-se que esta junta deve ser garantida apenas quando as condições de alinhamento entre lajes e a diferença de altura de edifícios não sejam verificadas.

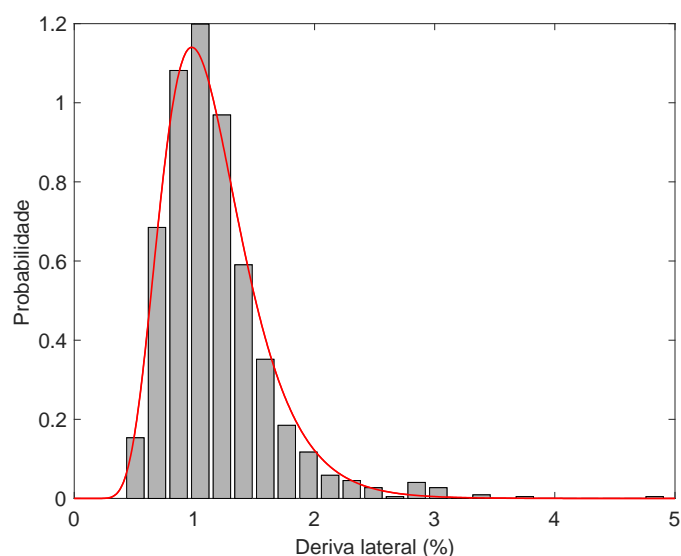


Figura 2.6 – Distribuição dos valores de deriva lateral para o instante de resistência máxima considerando todos os edifícios de betão armado

2.5 Condições geotécnicas locais

Os métodos simplificados I e II são aplicáveis apenas a edifícios situados em terrenos do tipo A, B ou C, como definidos na NP EN 1998 – 1 (2010). Esta regra pretende limitar o uso dos métodos expeditos em estruturas fundadas em terrenos moles ou especiais. Nestes casos é aconselhável a realização de análises adicionais no sentido de avaliar potenciais vulnerabilidades ao nível do solo (e.g., liquefação) e de quantificar os efeitos de interação solo-estrutura.

3 | Metodologia para a avaliação da segurança estrutural em relação à ação sísmica

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas passa cada vez mais pelo recurso a modelos numéricos. Na ausência de dados empíricos numa escala relevante, resultantes da avaliação estrutural em cenários pós-sismo, esta solução tem sido privilegiada em detrimento de ensaios experimentais devido à facilidade, flexibilidade e aos custos associados às duas opções.

O enquadramento metodológico seguido na avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios baseia-se nas metodologias definidas no programa *Hazus* (Hazus; 2012a e 2012b) e no projeto *SAC/FEMA* (FEMA-350; 2000 e Cornell *et al.*; 2002), devidamente adaptadas para refletir a evolução do conhecimento e as características do edificado nacional. Para esse fim, as estruturas são avaliadas através das suas curvas de capacidade e da definição de estados limites com consequências crescentes em termos de dano atingido.

Associado a cada um dos estados limite, que representam a capacidade num contexto de fiabilidade estrutural, são definidas distribuições de fragilidade sísmica que refletem as incertezas relativas à excedência desses estados limites, dado que se atingiu uma determinada exigência estrutural.

Esta avaliação permite a caracterização estrutural do lado da resistência, sendo as exigências estruturais aqui determinadas tendo em conta a perigosidade sísmica do local e a resposta sísmica calculada com base no *N2 Method*, inicialmente proposto por Fajfar e Fischinger (1988) e posteriormente adotado no Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998 – 1; 2010). A exigência estrutural é então definida pelo conjunto de valores assumidos pelo parâmetro adotado para representar a capacidade estrutural e associados às probabilidades anuais de excedência das ações sísmicas.

A metodologia descrita neste capítulo corresponde à metodologia associada ao Método IV, sugerido para estruturas de maior importância, sendo que os estados limites a considerar devem refletir a utilidade da estrutura, bem como do equipamento ou uso que esta acolhe. Por outro lado, esta metodologia probabilística de Nível III, serve também o propósito de definir e calibrar as metodologias de avaliação da segurança sísmica (Método I e II) para edifícios até quatro pisos, e que satisfazem os critérios de regularidade previamente detalhados no Capítulo 2 |. Como descrito posteriormente com maior detalhe, neste último caso, optou-se por considerar apenas um estado limite, e que corresponde ao instante em que a estrutura atinge a sua resistência máxima para forças horizontais.

3.1 Cálculo da fiabilidade estrutural para a ação sísmica

A determinação da probabilidade anual de excedência de determinados estados limite de dano, DS , da resposta da estrutura dado a ocorrência de sismos, $P(DS \geq ds)$, baseia-se na formulação clássica da teoria da fiabilidade estrutural (Ferry Borges e Castanheta; 1985 e Pinto *et al.*; 2004), que preconiza que determinado estado limite de dano é ultrapassado quando as exigências estruturais

máximas, E , induzidas pela ação do sismo, excedem a capacidade resistente da estrutura, C , o que se traduz pela expressão seguinte:

$$P_{\text{dano}} = P_{\text{anual}}(E \geq C) = \int_0^{+\infty} P_{\text{anual}}(E \geq C | C = a) P(C = a) da = \int_0^{+\infty} [1 - F_E(a)] f_C(a) da \quad (3)$$

em que $F_E(a)$ é a função cumulativa da distribuição de probabilidades anuais de não-excedência de um determinado valor de exigência estrutural e $f_C(a)$ é a função densidade de probabilidade da capacidade estrutural expressa em termos da aceleração espectral horizontal da estrutura a , associada à resistência máxima para forças horizontais da estrutura (ver Secção 3.2). A exigência estrutural relativa à ação sísmica é determinada com base em espectros de resposta regulamentares definidos no Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998 – 1; 2010) e associados a diferentes períodos de retorno (ver Secção 3.3).

A Figura 3.1 apresenta uma interpretação gráfica da expressão (3), sendo que a probabilidade de excedência corresponde à área da função a ponteadado, e que resulta da convolução da exigência com a capacidade estrutural.

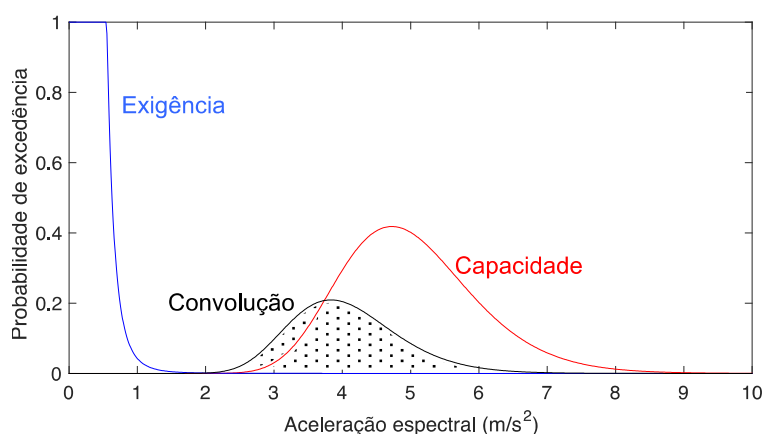


Figura 3.1 – Exemplo de determinação da probabilidade de excedência

No presente estudo, a expressão (3) é aplicada a cada edifício individualmente pelo que a capacidade e a exigência estrutural, descritas nas secções seguintes, foram definidas independentemente para cada edifício.

3.2 Capacidade estrutural

A regulamentação atual, nomeadamente a NP EN 1998 – 1 (2010), prevê que o dimensionamento das estruturas de edifícios possa ser realizado em termos de capacidade de deformação em regime não linear histerético, permitindo reduzir as forças de inércia horizontais que se desenvolvem no edifício resultantes dos movimentos impostos na base pela ação sísmica. Esta hipótese é válida no pressuposto de que se consegue garantir uma reserva de ductilidade nas estruturas que permita explorar de forma estável, sem colapso, a deformação lateral dos pisos dos edifícios em altura.

No entanto para que tais mecanismos se desenvolvam, é necessário que o dimensionamento contemple uma capacidade de distribuição, e redistribuição, de forças em altura e em planta, que na maioria das vezes é incompatível com as disposições construtivas encontradas nos edifícios existentes dimensionados, em regra para ductilidade normal, de acordo com o disposto nos regulamentos anteriores ao Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios de Betão Armado (RSA; 1983) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP; 1983).

Por outro lado, a avaliação da ductilidade disponível em edifícios existentes requer a modelação detalhada dos seus elementos estruturais e dos materiais que os compõem. Assim, no âmbito de uma avaliação expedita faz sentido que esta seja feita em termos de forças horizontais, tendo-se optado por considerar a resistência máxima para forças horizontais do edifício como estado limite a considerar na avaliação da segurança sísmica.

A escolha do ponto de resistência máxima para forças horizontais, e não a de outro nível de força ou deformação, prende-se com o facto de este limite ser de certa forma representativo do estado limite de Danos Severos, adotado na NP EN 1998 – 3 (2017), para a verificação da segurança de edifícios existentes. Para este estado limite é admitido que a estrutura se encontra severamente danificada, com rigidez e resistência residual para forças horizontais, e que os elementos verticais conseguem sustentar as cargas verticais. Por outro lado, como demonstrado no Capítulo 4 |, é possível obter uma boa estimativa deste valor com base em propriedades genéricas do edifício. Este ponto é particularmente importante no âmbito deste estudo uma vez que permitirá estabelecer relações entre estas propriedades do edifício e índices de fiabilidade face à ação sísmica.

Tratando-se de análises sísmicas globais em que o comportamento dos edifícios em regime dinâmico não linear exigem alguma regularidade, a capacidade estrutural de tais edifícios pode ser expressa de forma simplificada através de uma curva força-deslocamento da estrutura (curva *pushover*), representativa da evolução do esforço transverso na base da estrutura (força de corte na base) em função do deslocamento imposto, como representado esquematicamente na Figura 3.2.

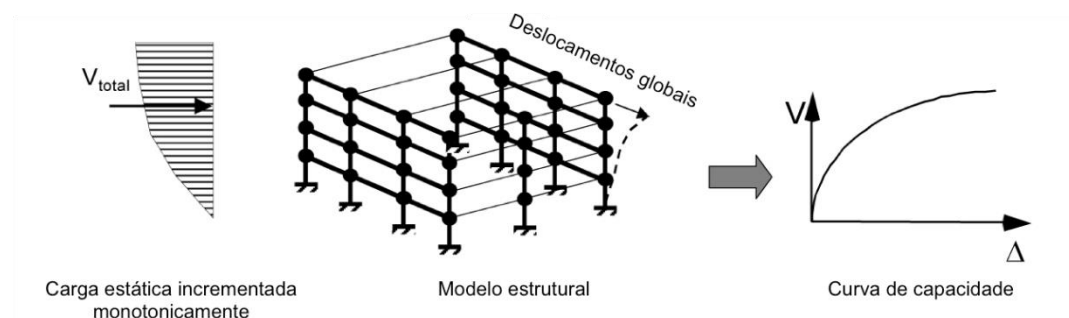


Figura 3.2 – Representação esquemática da obtenção de uma curva de *pushover* (adaptado de FEMA-440; 2005)

A Figura 3.3 apresenta de forma qualitativa uma curva de capacidade típica, com a indicação dos pontos característicos associados a diferentes estados limites: primeira cedência, capacidade máxima da estrutura, progressão do dano e colapso. Esta figura permite também ilustrar que, apesar de ser

adotado um parâmetro de força como estado limite, as análises conduzidas para determinar este instante permitem refletir a exploração de alguma não linearidade e consequente dissipação de energia que ocorre até este instante.



Figura 3.3 – Curva de capacidade genérica (adaptado de Hazus; 2012)

Uma vez conhecida a curva de capacidade em força-deslocamento esta pode ser facilmente convertida numa curva de capacidade expressa em termos de deslocamentos e acelerações espectrais. Esta segunda representação, que reflete o comportamento de um sistema equivalente de um grau de liberdade, permite estabelecer uma relação direta com a ação sísmica, expressa através de um espectro de resposta. Esta conversão é realizada mediante a aplicação das expressões de redução do sistema a um oscilador generalizado (*) equivalente de um grau de liberdade associado a um determinado modo de vibração:

$$S_d = d^* = \frac{\sum m_i d_i^2}{\sum m_i d_i} \quad (4)$$

$$S_a = a^* = \frac{F_b}{M^* g} = \frac{F_b}{g} \frac{\sum m_i d_i^2}{[\sum m_i d_i]^2} = \frac{F_b}{g} \frac{d^*}{\sum m_i d_i} \quad (5)$$

em que

S_d - deslocamento espectral;

S_a - aceleração espectral (expressa em g , aceleração da gravidade);

d^* - deslocamento generalizado;

a^* - aceleração generalizada;

M^* - massa generalizada;

m_i e d_i - correspondem à massa e ao deslocamento modal associado ao grau de liberdade i ;

F_b - representa a força de corte na base.

Nestas expressões assume-se que os somatórios incluem todos os graus de liberdade com deslocamentos horizontais e massas associadas mobilizadas por esse modo de vibração, e apenas estes.

Refira-se ainda que, nesta representação da curva de capacidade, os pontos correspondentes a um determinado período de vibração do sistema de um grau de liberdade equivalente correspondem aos pontos que se encontram sobre a semi-reta que parte da origem dos eixos coordenados e tem declive constante e proporcional a esse período de vibração.

Porém, de forma a traduzir as incertezas na estimativa das propriedades da estrutura em avaliação, introduziu-se uma incerteza na determinação da capacidade da estrutura em termos da variável de controlo da fiabilidade que, no presente contexto, é a força horizontal máxima que a estrutura pode resistir. De igual forma essa força traduz-se por uma aceleração espectral através da formulação apresentada nos parágrafos anteriores.

A Figura 3.4 mostra uma curva de capacidade genérica com indicação do ponto correspondente à resistência máxima para forças horizontais. Este valor, traduzido em termos da aceleração espectral através da expressão (5) define, no presente contexto, apenas um valor médio da curva de fragilidade definida dum dado edifício que reflete a incerteza na definição de um dado estado limite através de distribuições contínuas da probabilidade de excedência de um determinado estado de dano. Porém, este valor de resistência não é determinístico, sendo a sua aleatoriedade decorrente das hipóteses e modelos de análise descritos nos Capítulos 4 |.

Por esta razão, foi considerada uma incerteza através de um coeficiente de variação $CV = 20\%$ da variável aleatória associada aos valores de aceleração espectral máxima. Esta dispersão, ilustrada através da curva azul na figura abaixo, pretende refletir as incertezas epistémicas que existem na avaliação da sua resposta e que decorrem das limitações dos modelos numéricos, nomeadamente na definição dos modelos constitutivos dos materiais, irregularidades ao nível da massa ou rigidez que conduzam a alguns efeitos de torção, comportamento dinâmico da estrutura e do próprio processo estocástico associado às realizações temporais da ação sísmica, entre outros. Na Figura 3.4 ilustra-se também duas curvas de capacidades, a ponteadas, correspondentes aos percentis de 5 % e 95 %, estabelecidos a partir da distribuição considerada.

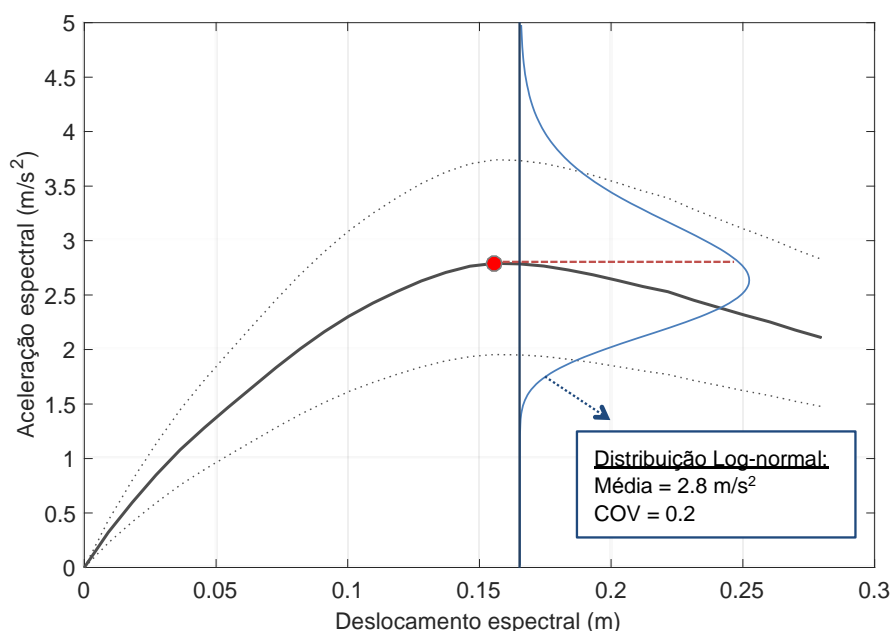


Figura 3.4 – Ilustração do modelo adotado para a definição das curvas de fragilidade para cada edifício

Assim, a incerteza associada à aceleração espectral correspondente à resistência máxima para forças horizontais do edifício pode ser representada pela função densidade de probabilidades da variável aleatória a com distribuição log-normal dada por:

$$f_c(a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi a} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{(\ln(a) - \lambda)}{\xi} \right)^2 \right] \quad (6)$$

em que:

λ e ξ – média e desvio padrão do logaritmo da aceleração espectral associada à resistência máxima, e podem ser determinados através das seguintes equações, com base na média μ e no desvio padrão σ da variável:

$$\lambda = \ln(\mu) - \frac{1}{2}\xi^2 \quad (7)$$

$$\xi = \sqrt{\ln \left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2} \right)} = \sqrt{\ln(1 + COV^2)} \quad (8)$$

Apesar da subjetividade inerente à definição do valor da dispersão, é importante relembrar que as probabilidades determinadas devem ser interpretadas como probabilidades de excedência em sentido lato, ou seja, apenas como uma métrica que permita classificar os diferentes edifícios em relação a um estado limite com base nos mesmos pressupostos de capacidade e exigência sísmica.

3.3 Exigência estrutural

No que respeita à determinação da resposta da estrutura para um determinado nível de ação sísmica, começa-se por relembrar que esta foi definida por um espectro de resposta associado a um período

de retorno, T_R , ou seja, a uma probabilidade anual de excedência aproximadamente igual a $1/T_R$. Admitindo que a perigosidade sísmica, H_Z , pode ser definida com base na correspondente aceleração espectral S_a , como é o caso regulamentar, é tradicionalmente utilizada uma aproximação analítica à curva de perigosidade, na região de interesse do nível de ação sísmica, dada por:

$$H_Z(a) = P_{anual}(S_a \geq a) = k_0 a^{-k} \approx \frac{1}{T_R} \quad (9)$$

em que k_0 e k são parâmetros de ajuste da curva analítica.

Assim, as exigências estruturais são representadas neste trabalho pelos pontos de resposta ou desempenho, na curva de capacidade de deformação da estrutura, associados a um determinado período de retorno.

Uma vez convertidas no formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*) utilizando a analogia do sistema dinâmico com um grau de liberdade equivalente, as curvas de capacidade podem ser combinadas com os espectros de resposta da ação sísmica e assim obter o ponto de desempenho da estrutura. Estes pontos de desempenho foram determinados através do *N2 Method*, proposto inicialmente por Fajfar e Fischinger (1998) e posteriormente sugerido no Anexo B da NP EN 1998 – 1 (2010), tendo em conta os espectros de resposta representativos da ação sísmica e a resposta de um sistema dinâmico com um grau de liberdade equivalente à estrutura em análise. Por sua vez, a ação sísmica, que está diretamente relacionada com a perigosidade sísmica do local e o terreno de implantação do edifício, foi definida através de um espectro de resposta elástico regulamentar, definido pelas expressões propostas na NP EN 1998 – 1 (2010), e que são apresentadas seguidamente.

- $0 \leq T \leq T_B$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5 \cdot \eta - 1) \right] \quad (10)$$

- $T_B \leq T \leq T_C$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \quad (11)$$

- $T_C \leq T \leq T_D$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (12)$$

- $T \geq T_D$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (13)$$

Nas equações anteriores, $S_e(T)$ é o valor da aceleração espectral elástica, T o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade, a_g o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do Tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$), T_B , T_C e T_D são valores limites de período que definem os diferentes ramos do espectro de resposta, S é o coeficiente de solo e η o coeficiente de correção do

amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5 % de amortecimento viscoso. Na Tabela 3.1 são apresentados os valores de aceleração de referência para as diferentes zonas sísmicas consideradas em Portugal.

Tabela 3.1 – Aceleração máxima de referência (a_{gR}) para as diferentes zonas sísmicas (NP EN 1998-1; 2010)

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Para períodos de retorno que não o de referência, o valor de cálculo da aceleração na base à superfície de um terreno do tipo A, a_g , é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância γ_I (expressão (14)), sendo que, para edifícios de Classe de Importância II e período de retorno de $T_R = 475$ anos, $\gamma_I = 1,0$.

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (14)$$

Para períodos de retorno diferentes de 475 anos, o parâmetro γ_I deve ser recalculado de acordo com a expressão (15):

$$\gamma_I \sim \left(\frac{T_{R,ref}}{T_R} \right)^{-\frac{1}{k}} \quad (15)$$

em que $T_{R,ref}$ é o período de retorno de referência ($T_{R,ref} = 475$ anos) e T_R é o período de retorno desejado. Os valores de k decorrem de estudos de perigosidade sísmica e são $k = 1,5$ e $k = 2,5$ respetivamente para a Ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2 em Portugal Continental e $k = 3,6$ para o Arquipélago dos Açores. Para um edifício da Classe de Importância II e localizado num terreno do tipo B, os parâmetros que definem os espectros de resposta são apresentados na tabela seguinte

Tabela 3.2 – Parâmetros definidores do espectro de resposta para terreno do tipo B

	Tipo I	Tipo II
S_{max}	1.35	1.35
T_B (s)	0.1	0.1
T_C (s)	0.6	0.25
T_D (s)	2	2

Finalmente, o cálculo do coeficiente de solo (S) pode ser determinado de acordo com as seguintes expressões, apresentadas na NP EN 1998 – 1 (2010):

- $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} \quad (16)$$

- $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (17)$$

- $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1 \quad (18)$$

A Figura 3.5 ilustra a determinação do ponto de com base na curva de capacidade de deformação e o espectro de resposta *no formato ADRS*. O deslocamento espectral do ponto de desempenho (deslocamento-alvo) é determinado considerando a “regra de igual deslocamentos”, se a estrutura apresentar um período efetivo (definido através de uma relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica da curva de capacidade) superior a T_C , ou a uma majoração deste deslocamento com base na ductilidade efetiva, se o período efetivo for inferior a T_C .

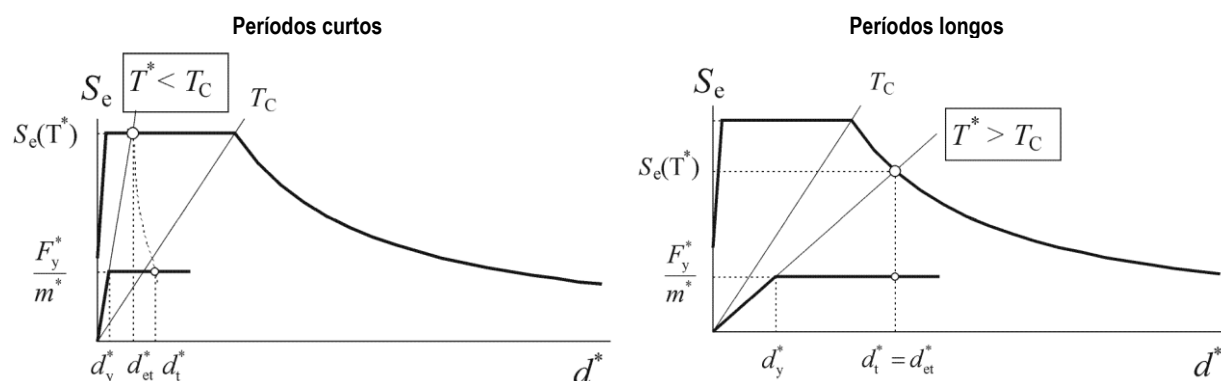


Figura 3.5 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema de um grau de liberdade equivalente (NP EN 1998 – 1; 2010)

No cálculo do ponto de desempenho, foi adotado um procedimento iterativo por forma a diminuir o erro na determinação do deslocamento-alvo. Este procedimento iterativo consiste em atualizar sucessivamente o deslocamento último considerado para definir a relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica com o deslocamento-alvo previamente determinado até o erro entre os dois ser suficientemente pequeno.

Cada uma das 11 intensidades sísmicas definidas na NP EN 1998 – 1 (2010), i.e., 6 zonas sísmicas para a Ação sísmica Tipo 1 e 5 zonas para a Ação sísmica Tipo 2, foi combinada com os tipos de terreno admissíveis nas metodologias simplificadas (terreno A, B e C) por forma a estabelecer todas as amplitudes e formas espectrais admissíveis no território Português. Estes espectros foram determinados de acordo com as regras definidas naquela norma. Por sua vez, cada um destes

espectros foi escalado para 10 períodos de retorno ($T_r = 20, 50, 95, 225, 308, 475, 1100, 2475, 3500$ e 5000 anos) de acordo com a expressão (14).

O gráfico da esquerda da Figura 3.6 apresenta os pontos de desempenho determinados para a curva de capacidade genérica apresentada na Figura 3.4, considerando o espectro de resposta regulamentar relativos à Ação sísmica Tipo 1, Zona Sísmica 1.3, tipo de Terreno B e os períodos de retorno acima referidos. Naturalmente, à medida que aumenta o período de retorno, maior é a exigência estrutural em termos de deslocamentos e acelerações espectrais impostas à estrutura.

Como descrito com maior detalhe no Capítulo 5 |, no presente estudo optou-se por estabelecer a curva de perigosidade sísmica em termos de acelerações espectrais (S_a) pelo que, para os pontos de desempenho cujo deslocamento exceda a resistência máxima da estrutura, a aceleração espectral deverá corresponder ao valor máximo, mesmo que estes ocorram no ramo descendente da curva de capacidade. Este efeito é ilustrado no gráfico da direita da Figura 3.6, onde é também apresentada uma aproximação de ajuste, descrita seguidamente.

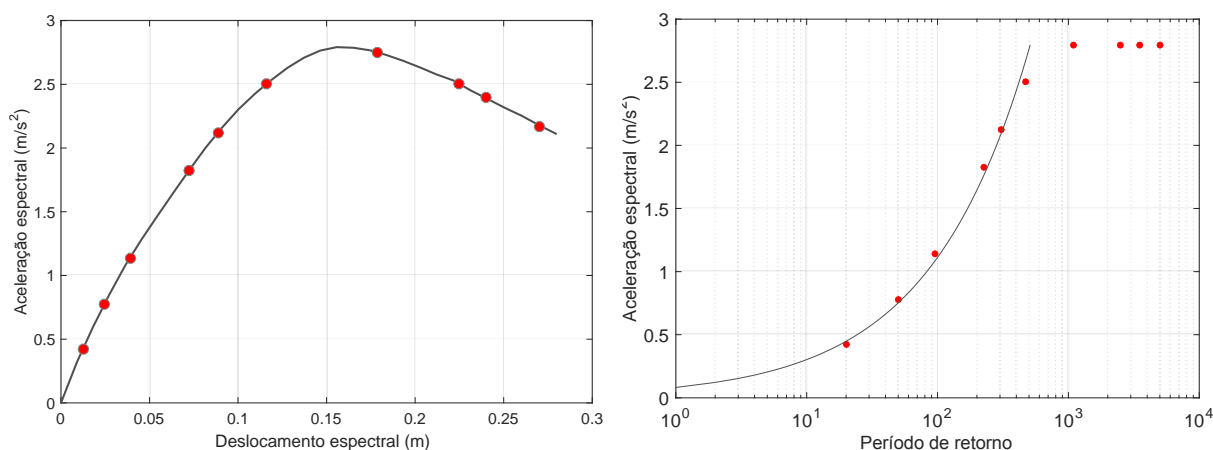


Figura 3.6 – Ilustração dos pontos de desempenho associados a diferentes períodos de retorno para uma curva de capacidade genérica (esquerda), juntamente com a respetiva curva de perigosidade sísmica (direita)

Assim, para cada curva de capacidade associada a um edifício podem ser calculados os pontos de desempenho com base em 363 espectros de resposta que resultaram das diferentes combinações descritas acima. É importante notar que uma parte significativa destas combinações apresenta a mesma forma espectral, nomeadamente as que resultam do mesmo tipo de terreno e tipo de ação sísmica. Como tal, todos os pontos de desempenho determinados com base em espectros que apresentem a mesma forma espectral foram considerados para estabelecer uma relação entre a exigência estrutural e o período de retorno associado a cada espectro definido através da expressão (19), e que resulta da dedução de T_R após a substituição da expressão (15) na expressão (14). Esta opção permite aumentar o número de combinações entre pontos de desempenho e períodos de retorno, otimizando a regressão entre estes dois parâmetros.

$$T_R = \left(\frac{a_g}{a_{gR}} \right)^k T_{R,ref} \quad (19)$$

O ajuste efetuado à curva de perigosidade, traduzida em termos da resposta máxima da estrutura, foi efetuado com o recurso à expressão (20). Nesta expressão, os parâmetros m_0 e m são determinados de forma a exprimir-se o período de retorno T_R da ação sísmica para cada aceleração espectral exigida à estrutura:

$$T_R = \frac{1}{P_{anual}} \approx m_0 S a^m \quad (20)$$

A regressão em termos do período de retorno T_R , e não da probabilidade anual de excedência, pretende pesar a minimização do erro quadrático médio da regressão para as baixas probabilidades de excedência da ação sísmica (valores mais elevados de T_R) dado ser esta a cauda da distribuição que contribui mais na convolução entre a perigosidade e a fragilidade sísmica.

Consequentemente, a função de vulnerabilidade que define a probabilidade de excedência de um determinado nível de aceleração espectral pode ser reescrita da seguinte forma:

$$P_{anual} = \frac{1}{m_0 S a^m} \quad (21)$$

A título exemplificativo na Figura 3.7 são apresentados os valores da probabilidade de excedência em função da exigência estrutural, quantificada em termos de aceleração espectral, para um edifício de 4 pisos localizado na zona sísmica 1.3 e em terreno do tipo B.

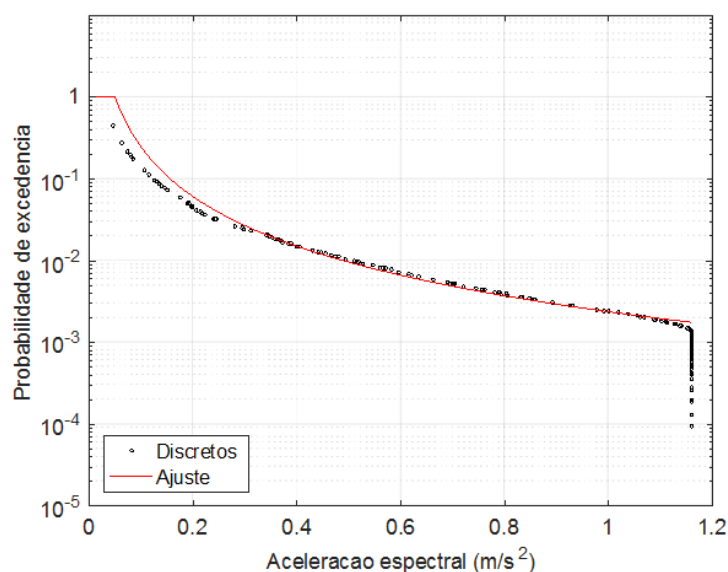


Figura 3.7 – Exemplo de ajuste da função de vulnerabilidade sísmica

Uma vez que o ajuste de uma função de potência à curva de perigosidade sísmica pretende representar a cauda de uma função cumulativa de probabilidade (ver Figura 3.1), esta deve ser limitada para que os seus valores se encontrem entre 0 e 1. Assim, para cada ajuste considerado, a função de potência foi limitada superiormente para valores de probabilidade de excedência iguais a 1. Além disso, e contrariamente ao esperado caso a exigência estrutural fosse definida em termos de deslocamentos espectrais, as acelerações espectrais não crescem indefinidamente com o aumento da intensidade sísmica. Em teoria, as intensidades sísmicas associadas a diferentes períodos de

retorno poderiam, supondo um regime linear, ultrapassar tal capacidade. Todavia, a força horizontal máxima que se desenvolve num edifício não pode ultrapassar a força máxima a que este resiste. Por outro lado, se o deslocamento espectral associado ao ponto de desempenho for superior ao deslocamento associado à resistência máxima para forças horizontais, a aceleração espectral deverá corresponder ao valor máximo observado, independentemente de o ponto de desempenho se localizar numa zona de capacidade decrescente estrutural, *i.e.*, decréscimo de resistência para forças horizontais com o aumento das deformações laterais.

4 | Modelação do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do parque edificado em Portugal

Este capítulo descreve os procedimentos adotados no dimensionamento e modelação dos edifícios de betão armado considerados como a base de dados no estudo de fiabilidade.

Por forma a ter uma amostra significativa, foram gerados 1 200 edifícios de betão armado (300 com 1, 2, 3 e 4 pisos) que conduziram a 2 400 modelos numéricos (considerando as análises segundo as duas direções principais). Estes edifícios são, conforme se referiu anteriormente, regulares e possuem até 4 pisos, uma vez que apenas estes são passíveis de serem analisados através dos métodos de avaliação simplificados.

No presente estudo foram dimensionados e modelados 3 grupos de edifícios de betão armado que apresentam níveis crescentes de resistência para forças horizontais. O primeiro grupo considera edifícios dimensionados apenas para cargas gravíticas, mas os dois grupos adicionais apresentam uma sobrerresistência para as cargas gravíticas, e, portanto, uma maior resistência a cargas laterais, resultado de um aumento de secção e de armaduras longitudinais dos pilares.

O dimensionamento e modelação do primeiro grupo de edifícios apresenta-se descrito detalhadamente na Secção 4.1 e 4.2, enquanto os critérios diferenciadores considerados nos restantes grupos são apresentados na Secção 4.3.

4.1 Definição das propriedades dos edifícios

Para proceder à definição de modelos numéricos representativos do edificado nacional, é importante caracterizar adequadamente as diferentes propriedades dos edifícios. Após uma revisão da literatura, foram estabelecidos os parâmetros necessários com base nas distribuições estatísticas destas propriedades, os quais possibilitam proceder ao dimensionamento automático dos edifícios com base em critérios definidos em diferentes regulamentos para estruturas de BA, nomeadamente o Regulamento do Betão Armado (RBA; 1935), o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA; 1967) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP; 1983). É importante notar que o dimensionamento das estruturas não contemplou qualquer disposição construtiva para atender a ações sísmicas.

Na secção seguinte é apresentada uma breve descrição das principais propriedades que foram consideradas na geração automática das estruturas de BA. A maioria das propriedades consideradas foi simulada aleatoriamente admitindo que os seus valores seriam representados com distribuições normais truncadas. Esta opção permitiu evitar a consideração de valores excessivamente altos ou baixos das propriedades.

4.1.1 Propriedades geométricas

No que concerne às diferentes configurações em planta dos edifícios analisados, estas foram definidas considerando uma matriz de base com 5 e 3 vãos iguais em cada direção ortogonal. O comprimento dos vãos em cada direção (L_x e L_y) é variável e foi estabelecido com base nos dados obtidos por Silva *et al.* (2014b) e Furtado *et al.* (2015) após inspeções em cerca de 300 edifícios. Os mesmos autores constataram ainda que a altura média do primeiro piso (H_1) é de 3,2 m, com um coeficiente de variação (CV) de 10 %, para os restantes pisos (H_n) este valor é de 2,8 m com um CV = 6 %. Para ambas as alturas, os seus valores foram simulados aleatoriamente de acordo com distribuições normais truncadas cujo valor mínimo é de 2,5 m e máximo de 5 m e 4 m para o primeiro e restantes pisos, respetivamente.

Relativamente à espessura das lajes (h_{laje}), foi considerado um valor médio de 0,23 m e um CV = 24 %. Estes parâmetros correspondem aos determinados por Furtado *et al.* (2015) e estão dentro do intervalo estimado por Silva *et al.* (2014b) para valores encontrados em estruturas dimensionadas antes e após a publicação do RSA (1983).

4.1.2 Propriedades dos materiais

A resistência média do betão (f_{cm}) foi definida de acordo com Silva *et al.* (2014b) segundo o qual a resistência à compressão média do betão é de 23,8 MPa com um CV = 49 %. O mesmo autor verificou ainda que após o aparecimento do RSA, os aços A400 e A500 tendem a ser usados com idêntica frequência nas armaduras. No entanto, para períodos anteriores a esta data, deve ser igualmente considerada a presença do aço A235 (A24) e uma distribuição em que 50% corresponde a A400, 25 % a A500 e 25 % ao A235. O presente estudo considera esta distribuição alternativa para definir a tensão de cedência característica das armaduras (f_{yk}), visto ser mais adequada para descrever edifícios dimensionados sem disposições sismorresistentes.

De acordo com Furtado *et al.* (2015), a percentagem de armadura longitudinal (ρ_l) média observada em 500 pilares dos edifícios inspecionados é de apenas 0,608 %, com um CV = 32,4 %. Este valor reduzido pode ser explicado pelo facto de tanto o REBA (1967) como o REBAP (1983) admitirem percentagens mínimas de armadura longitudinal de 0,4 % (para aço A24 ou A235) e 0,3 % (para aço A400 e A500) se a área de betão for suficiente para resistir ao esforço normal de cálculo. Contudo, num estudo realizado pelos autores deste documento com base nos dados de um levantamento de mais de 500 pilares de edifícios existentes que abrangem diferentes épocas construtivas (de 1950 a 2000), observaram-se valores consideravelmente superiores, obtendo-se um valor médio próximo de 1,27 % e um CV = 40 %. Assim, o dimensionamento da armadura longitudinal foi efetuado admitindo que a percentagem de armadura longitudinal varia entre 0,5 % e 3,5 %, sendo o valor médio igual a 1 % e o CV = 40 %.

4.1.3 Ações gravíticas

A definição das ações para o pré-dimensionamento para cargas gravíticas foi efetuada com base num valor médio de peso próprio (G) de 8 kN/m^2 que resulta da consideração de:

1. $3,5 \text{ kN/m}^2$ para o peso da laje;
2. $1,5 \text{ kN/m}^2$ para o peso das paredes divisórias;
3. $1,0 \text{ kN/m}^2$ para o peso dos revestimentos;
4. $2,0 \text{ kN/m}^2$ para o peso dos pilares e vigas.

De forma a considerar alguma dispersão dos valores de pré-dimensionamento do peso próprio admitiu-se uma distribuição normal com o valor médio indicado e com um desvio padrão de 1 kN/m^2 , limitando porém os seus valores a um mínimo de 6 kN/m^2 e um máximo de 10 kN/m^2 .

Este carregamento considerou ainda uma componente variável (Q) igual a 2 kN/m^2 correspondente a uma utilização do tipo habitação. Esta opção tem por base os referidos dados do Censos 2011 (INE; 2012), segundo os quais apenas 0,7 % dos edifícios da categoria considerada envolvem uma utilização principalmente não residencial.

4.1.4 Resumo das propriedades consideradas

A Tabela 4.1 apresenta um resumo das propriedades estatísticas consideradas na simulação das estruturas analisadas. Estas propriedades são sorteadas na fase que antecede o dimensionamento sendo mantidas constantes para os diferentes elementos estruturais de cada edifício. É importante notar que as propriedades foram sorteadas apenas para a definição de 100 edifícios, sendo que os restantes 300, relativos a diferente número de pisos, apresentam as mesmas propriedades excetuado, naturalmente, o número de pisos. Esta opção foi tomada com o intuito de garantir que as diferenças de comportamento entre edifícios com diferentes números de pisos não refletem eventuais variações das suas propriedades.

Na Tabela 4.1 são ainda indicados os estudos que permitiram definir as distribuições normais truncadas usadas para simular algumas destas propriedades, indicando-se ainda a média, o CV e os limites de truncatura (A e B) admitidos para as diferentes propriedades necessárias para dimensionar os edifícios de BA.

Os valores de truncatura adotados neste estudo refletem genericamente os valores extremos apresentados nos diferentes estudos. No entanto, no caso do betão foram adotados valores mais próximos do valor médio uma vez que este parâmetro é fundamental para a definição das secções dos pilares. Durante o dimensionamento de um edifício, a obtenção de um betão com uma tensão resistente de compressão muito baixa vai conduzir a uma secção muito robusta, uma vez que a secção do pilar depende apenas do esforço axial atuante e da tensão resistente do betão (ver Secção 4.1.1). Esta situação, assim como a que resultaria de um betão com uma tensão muito elevada, não é expectável e, por esta razão, os valores médios da tensão de rotura à compressão do betão encontram-se limitados entre 18 MPa e 36 MPa.

Tabela 4.1 – Parâmetros das distribuições estabelecidas para as diferentes propriedades dos edifícios considerados

Variáveis	Média	CV (%)	A	B	Referências
G (kN/m ²)	8	12.5	6	10	-
H ₁ (m)	3.2	10	2.5	5	Silva <i>et al.</i> (2014b) Furtado <i>et al.</i> (2015)
H _{>1} (m)	2.8	6	2.5	4	
L _{portico} (m)	4.4	16	2.5	6.5	
h _{laje} (m)	0.23	24	0.1	0.35	
f _{cm} (MPa)	23.8	49	18.0	36.0	Silva <i>et al.</i> (2014b)
f _{yk} (MPa)	235/400/500	-	-	-	
ρ _l (%)	1	40	0.3	3.5	Furtado <i>et al.</i> (2015)*

G – Peso próprio

H₁ – Altura do primeiro piso

H_{>1} – Altura dos pisos acima do primeiro

L_{Portico} – Comprimento dos vãos segundo as direções X e Y

h_{laje} – Altura da laje

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência das armaduras

ρ_l – Taxa total da armadura longitudinal

CV – Coeficiente de variação

A, B – Limite inferior e superior das distribuições truncadas

*Os valores apresentados para a taxa de armadura longitudinal refletem também os resultados obtidos pelos autores deste estudo com base na análise de edifícios existentes.

4.2 Dimensionamento de pórticos de betão armado para cargas gravíticas

Dada a dimensão da amostra dos edifícios a analisar, foi desenvolvido um algoritmo em Matlab (2016) que permite dimensionar automaticamente a estrutura dos edifícios 3D considerados. Os principais elementos da estrutura resistente (i.e. pilares, vigas e laje) foram dimensionados com base nas disposições estabelecidas no RBA (1935), REBA (1967) e REBAP (1983), admitindo procedimentos convencionalmente adotados antes da disseminação de métodos de cálculo automático. A escolha destes regulamentos prende-se com o objetivo de simular o comportamento de edifícios existentes dimensionados apenas para cargas gravíticas, sem disposições sismorresistentes.

O dimensionamento de cada um dos edifícios começa pela seleção aleatória (não correlacionada) dum valor de cada uma das variáveis presentes na Tabela 4.1. Uma vez estabelecida a geometria base da estrutura através do comprimento dos vãos para cada direção ortogonal, do número e da altura dos diferentes pisos, são determinadas as ações e as secções transversais para cada viga e pilar com base na área de influência de cada elemento e na resistência de cada material (os valores de cálculo das tensões resistentes dos materiais usados para dimensionamento foram obtidos dividindo os respetivos valores característicos por fatores parciais de segurança de 1,5 e 1,15 para o betão e para o aço, respetivamente). As secções seguintes apresentam uma breve descrição dos

critérios considerados no dimensionamento dos principais elementos da estrutura resistente dos edifícios.

4.2.1 Dimensionamento de pilares e vigas

O nível de carga axial de dimensionamento considerada para cada pilar foi definido de acordo com a seguinte expressão:

$$N_{sd} = A_i W_d f_p n \quad (22)$$

em que A_i representa a área de influência associada a cada pilar, W_d representa o carregamento de dimensionamento por m^2 , determinado tendo em conta as cargas permanentes (G) e variáveis (Q) como definido anteriormente. O parâmetro f_p é um factor de ponderação que majora a área dos pilares sujeitos a maiores momentos flectores, nomeadamente os que estão localizados na periferia do edifício dado o desequilíbrio de momentos nos nós de ligação com as vigas adjacentes, e que assume os valores de 1,3, 1,2 e 1,1 caso os pilares sejam de canto, da periferia ou interiores, respetivamente. O parâmetro n representa o número de pisos que contribuem para o esforço axial do pilar em análise. Assim, a secção de cada pilar (A_i) é determinada através da expressão (23), tendo em conta a resistência de cálculo do betão (f_{cd}) e do aço (f_{syd}), admitindo que este último representa cerca de 1 % da área da secção. Nesta expressão, o valor de N_{rd} é igualado ao esforço axial atuante calculado anteriormente (N_{sd}) através da expressão (22).

$$N_{rd} = N_{sd} = A_c (0.85 f_{cd} + 0.01 f_{syd}) \quad (23)$$

Deve ser salientado que a contribuição do aço definida na expressão anterior é apenas indicativa, tendo sido considerada somente para determinar a secção transversal mínima dos elementos. Uma vez definida a secção do pilar, as armaduras longitudinais foram calculadas com base no valor da percentagem de armadura sorteada aleatoriamente, sendo que, o número e espaçamento dos varões está condicionado às disposições estabelecidas no RBA (1935), REBA (1967). A definição das armaduras transversais teve por base as disposições apontadas pelos mesmos regulamentos, salientando-se que os pilares não foram dimensionados para o esforço transversal.

No que diz respeito às vigas, a altura da sua secção transversal foi definida como sendo 1/10 do seu vão (l), enquanto que a largura da secção foi mantida constante para cada edifício e corresponde à menor dimensão da secção dos pilares, não podendo, no entanto, ser inferior a 0,2 m. As armaduras longitudinais das vigas foram determinadas considerando como condição de dimensionamento a existência dum momento fletor atuante (M_{sd}) positivo e negativo dado por:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} l^2}{12} \quad (24)$$

sendo p_{sd} a carga linearmente distribuída na viga calculada de acordo com o valor do carregamento definido anteriormente. Tendo em conta a igualdade de momentos positivos e negativos, as armaduras de tração foram calculadas de acordo com as expressões definidas por D'Árga *et. al.* (1985). No que diz respeito à armadura de compressão (i.e., face superior a meio vão e face inferior nos apoios) foi considerado que esta não pode ser inferior a ¼ daquela definida na mesma face para

as armaduras de tração correspondentes ao momento máximo (REBAP, 1983). Além da condicionante anterior, a armadura de compressão compreende sempre pelo menos dois varões com o mesmo diâmetro daquele admitido na mesma face para o momento máximo.

As armaduras de esforço transversal nas vigas foram determinadas de acordo com as expressões propostas no REBA (1967) e REBAP (1983), para os níveis de esforço transversal previamente estimados. A definição destas armaduras obedece ainda às disposições construtivas definidas no REBA, relativamente à percentagem mínima e espaçamentos máximos dos estribos.

4.2.2 Simulação da flexibilidade da laje no próprio plano

As lajes podem desempenhar um papel importante no comportamento dos edifícios sujeitos à ação sísmica, permitindo uma distribuição apropriada das forças de inércia pelos diferentes elementos verticais. A rigidez no plano da laje é naturalmente função da altura e da tipologia da própria laje – uma laje maciça apresenta uma maior rigidez no plano do que uma realizada com vigotas pré-fabricadas. Na ausência de estudos mais detalhados sobre as propriedades das lajes em Portugal, foi admitido que a contribuição da altura laje para a sua rigidez no plano seria variável de acordo com uma distribuição normal truncada de média igual a 50 % (i.e. assumindo que apenas 50 % da altura da laje contribui para a rigidez no seu plano) e um coeficiente de variação de 20 %. Os limites de truncatura da distribuição considerados foram de 30 % e 90 %, sendo que o limite superior pretende ter em conta uma eventual redução de rigidez devido à fendilhação da laje.

Este valor da rigidez global da laje no seu plano foi usado para derivar um sistema de bielas elásticas equivalentes que simulam essa rigidez (considerando a contribuição por flexão e por corte). Admitindo uma associação em série dos dois tipos de comportamento, a rigidez da laje de comprimento (L) e de área de secção transversal (A_l) pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$K_{Laje} = \frac{1}{\frac{L^3}{12 E_c I} + \frac{L}{A_l G_c}} \quad (25)$$

em que o módulo de elasticidade (E_c) e módulo de deformabilidade transversal (G_c) do betão podem ser estimados de acordo com as seguintes equações:

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} \quad G_c = \frac{E_c}{2(\nu + 1)}, \text{ com } \nu = 0.2 \quad (26)$$

Por fim, após o cálculo da rigidez no plano das lajes, as propriedades das bielas equivalentes podem ser determinadas igualando a rigidez da laje à rigidez axial das bielas dada pela expressão seguinte:

$$K_{Biela} = \frac{E_s A_{Biela}}{L_{biela}} \quad (27)$$

4.3 Dimensionamento de edifícios com resistência acrescida para forças horizontais

De modo a gerar um contexto mais diversificado do parque habitacional foram ainda dimensionados mais dois grupos de edifícios que apresentam acréscimos de resistência para forças horizontais face aos descritos anteriormente, os quais foram apenas dimensionados para cargas gravíticas, e que agora se designam por GE1.

Numa segunda fase, cada um dos edifícios GE1 foi reforçado considerando acréscimos de resistência dos seus pilares, de forma a constituir um grupo de edifícios GE2 mais resistentes a forças horizontais, sem alterar as propriedades mecânicas e dimensões geométricas arquitetónicas, e, portanto, sem alterar a dispersão dos modelos, o que permite refletir a dispersão existente nos edifícios existentes e a sua eventual sobre-resistência sísmica. Este acréscimo de resistência foi materializado através do aumento taxa de armaduras longitudinais sorteadas para cada edifício GE1 em três vezes.

Finalmente, um terceiro grupo de edifícios (GE3), ainda mais resistente a forças horizontais foi gerado, procedendo a um aumento da secção transversal dos pilares, mas mantendo a mesma percentagem de armadura longitudinal das correspondentes estruturas GE2. Este aumento de secção transversal resulta da consideração de uma sobrecarga de 5 kN/m^2 na fase de dimensionamento automático. Nota-se que a sobrecarga de 5 kN/m^2 foi considerada apenas para efeitos de dimensionamento. As massas consideradas no modelo numérico são as que resultariam de uma verificação sísmica para edifícios correntes de habitação, *i.e.*, 2 kN/m^2 .

Uma vez realizado o dimensionamento de todos os edifícios, estes foram filtrados por forma a excluir todos os edifícios que apresentassem uma taxa de armadura longitudinal superior a 4 % que corresponde ao limite máximo estabelecido no REBAP (1983). Adicionalmente, foram eliminados os edifícios cuja tensão resistente à compressão do betão seja inferior à classe de betão B15 ou superior à B35, como definida no REBAP (1983). Assim, procurou-se um conjunto de edifícios com classes de betão representativas dos processos usuais de dimensionamento de edifícios de betão armado. Efetivamente a escolha de uma classe de betão muito baixa, conduziria no processo de dimensionamento a secção muito grandes, e portanto não observáveis na prática.

Criou-se assim uma base de dados de 627 edifícios, que compreende edifícios com 1, 2, 3 e 4 pisos, cujas propriedades mecânicas dos materiais foram geradas aleatoriamente, mas que se mantem constantes entre os respetivos edifícios dos três grupos. Cada um destes edifícios foi analisado segundo as duas direções ortogonais conduzindo a um total de 1 254 análises estáticas não lineares.

4.4 Definição dos modelos numéricos dos edifícios

Uma vez concluído o dimensionamento de cada edifício, é desencadeado um outro algoritmo desenvolvido em Matlab (2016) que gera os modelos numéricos correspondentes para serem analisados através do software de análise estrutural SeismoStruct (Seismosoft; 2016). É importante

notar que, apesar do dimensionamento ter sido realizado considerando valores característicos das propriedades resistentes dos materiais, no modelo numérico gerado foi definido para valores médios dessas mesmas propriedades.

Assim, no que diz respeito às propriedades do betão, a resistência à compressão média (f_{cm}) foi considerada como sendo 8 MPa superior à resistência característica, f_{ck} (REBAP; 1983 e NP EN 1992-1-1; 2010). Para a tensão média de cedência do aço, f_{ym} tomou-se um valor 10 % superior ao valor característico correspondente, f_{yk} (Priestley *et al.*; 2007).

No que diz respeito às opções de modelação, foram adotadas soluções que vão ao encontro das conclusões obtidas em estudos recentes, nomeadamente por Sousa *et al.* (2017). As relações constitutivas consideradas para as armaduras e betão foram representadas através dos modelos propostos por Menegotto e Pinto (1973) e Mander *et al.* (1988), respetivamente, como ilustrado na Figura 4.1 e Figura 4.2.

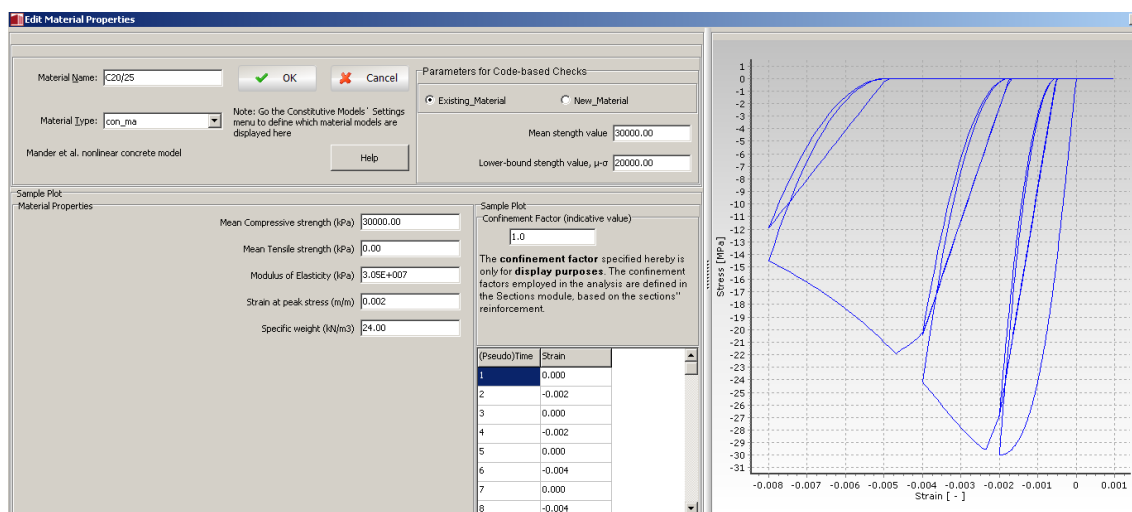


Figura 4.1 – Definição e comportamento histerético do modelo constitutivo adotado para o betão

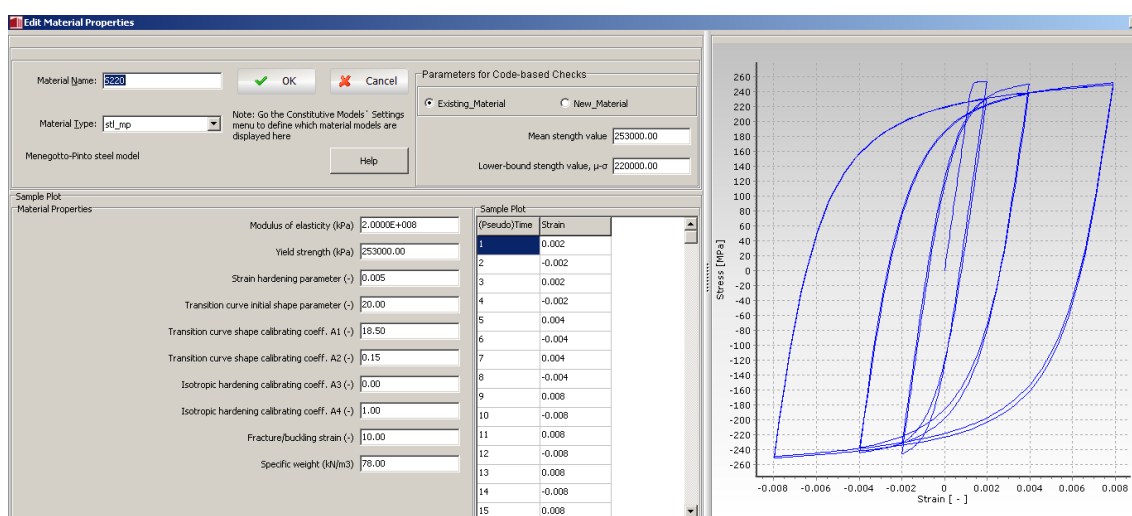


Figura 4.2 – Definição e comportamento histerético do modelo constitutivo adotado para as armaduras

No que concerne às armaduras, além da tensão de cedência mencionada anteriormente, foi considerado um módulo de elasticidade de 200 GPa e um fator de endurecimento pós cedência de

0.005. Quanto ao betão, o módulo de elasticidade foi calculado através da expressão (26) com base na tensão de compressão sorteada, enquanto que a extensão correspondente à tensão máxima foi mantida constante com um valor de 0,002 m/m. O fator de confinamento é determinado automaticamente para cada elemento com base na sua geometria e nas disposições construtivas das armaduras longitudinais e transversais.

Ainda no que diz respeito à definição do modelo numérico, os membros de BA (vigas e pilares) foram modelados através de elementos de fibras com formulação baseada em forças, vulgo “force-based (FB) element”, com 5 pontos de integração (PIs), permitindo uma adequada representação da distribuição de plasticidade ao longo do elemento. Uma vez que a secção de cada pilar não varia em altura (ao longo de cada piso), os PIs de cada pilar apresentam a mesma secção transversal. Por outro lado, nos elementos de viga, os 2 PIs mais próximos das extremidades são definidos com as características correspondentes às secções junto aos apoios. Tal opção de discretização conduz a que as secções de extremidade se desenvolvam ao longo de aproximadamente $\frac{1}{3}$ do comprimento da viga a partir de cada extremidade. É importante notar que, ao contrário do que foi admitido no dimensionamento para cargas gravíticas, as ações consideradas nos modelos numéricos foram definidas com base na combinação de ações para a ação sísmica estabelecida pelo Eurocódigo 0 para edifícios de habitação (NP EN 1990; 2009).

Seguidamente, as estruturas modeladas foram submetidas a análises estáticas (adaptativas) não-lineares. Este tipo de análise adapta o perfil de carga (deslocamentos no presente estudo) a cada passo da análise em função da deformada modal da estrutura atualizada para as condições de rigidez observadas no passo anterior. Tal opção, permite simular de uma forma mais precisa a degradação progressiva dos diferentes elementos estruturais. De acordo com Antoniou e Pinho (2004) esta solução permite obter estimativas significativamente mais precisas para diferentes níveis de deformação estrutural quando comparadas com outras análises estáticas não lineares, inclusivamente análises adaptativas com perfil de forças.

Apesar de, nestas análises, o perfil de carga permitir combinar a contribuição de diferentes modos dinâmicos da estrutura, optou-se por considerar apenas o modo fundamental em cada direção uma vez que, para as estruturas analisadas, regulares e com reduzido número de pisos, os modos superiores contribuem de forma residual para o comportamento dinâmico da estrutura.

Cada estrutura foi analisada segundo as duas direções principais de forma independente, permitindo calcular as respetivas curvas de capacidade. A Figura 4.3 apresenta dois exemplos de edifícios gerados aleatoriamente de acordo com os pressupostos admitidos nas secções anteriores.

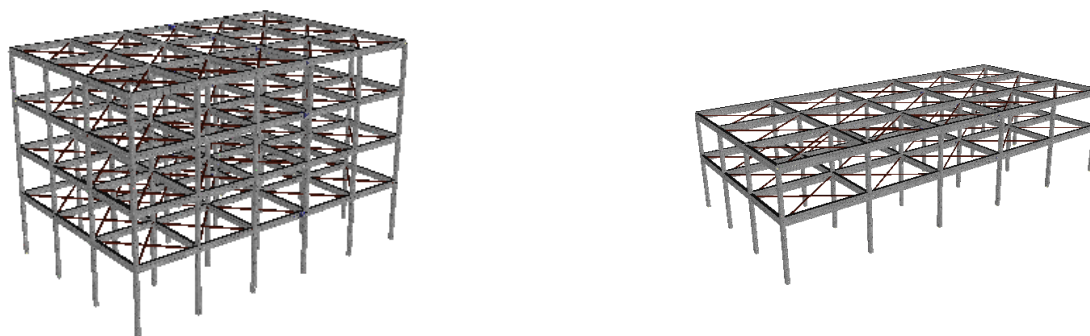


Figura 4.3 – Exemplos dos modelos numéricos 3D dos edifícios gerados aleatoriamente

4.5 Descrição geral do comportamento sísmico dos edifícios

Os resultados obtidos através das análises numéricas permitem recolher alguma informação relativamente ao comportamento sísmico dos edifícios estudados. A Figura 4.4 apresenta 1 254 curvas de capacidade, expressas em termos de deslocamentos e acelerações espectrais, representativas dos resultados das análises estáticas não lineares conduzidas em 627 edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos, segundo as duas direções ortogonais.

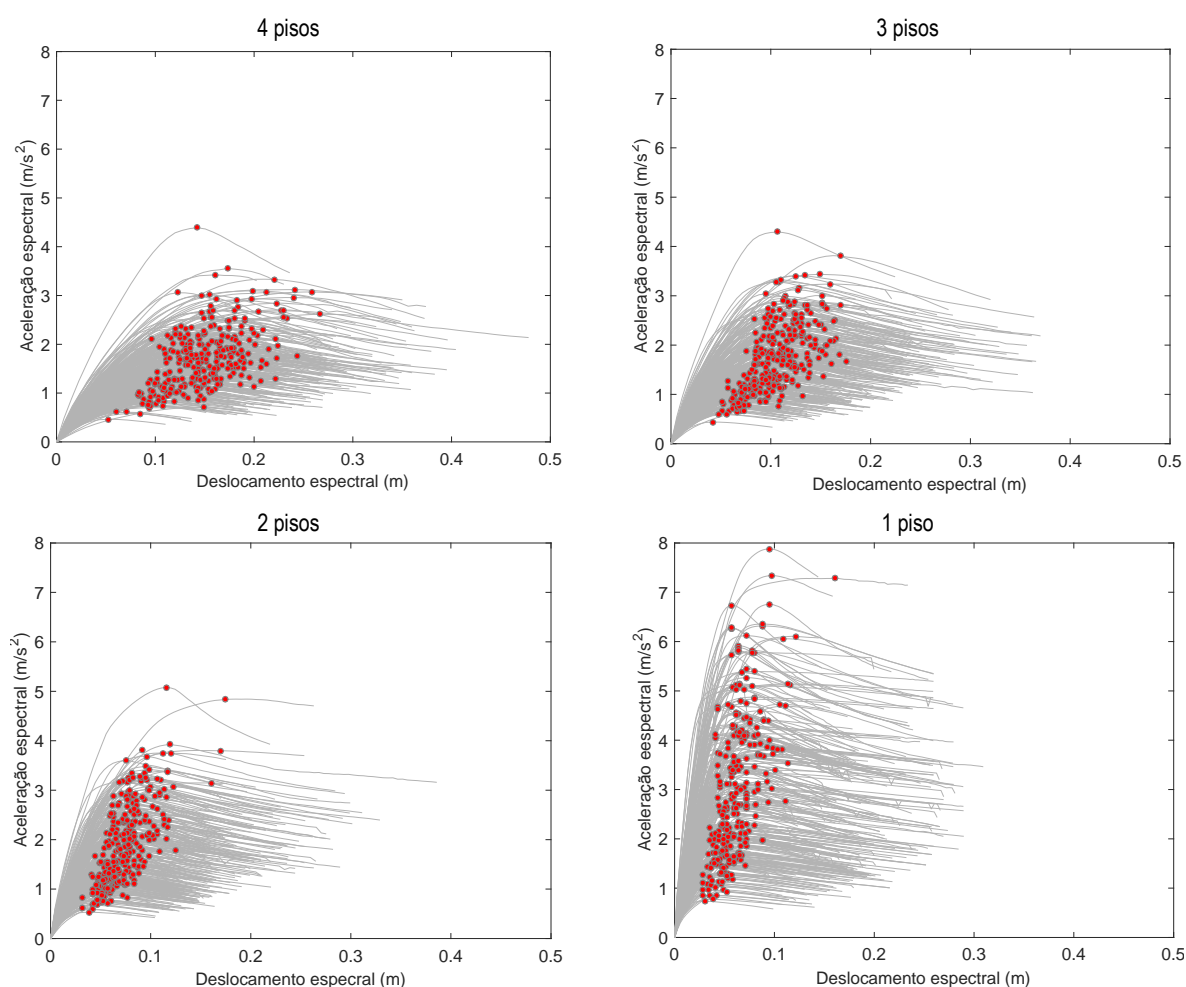


Figura 4.4 – Curvas de capacidade (627) e respetivos pontos de resistência máxima para forças horizontais determinados para os edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos

Para cada curva apresentada na figura anterior, é ainda indicado com um círculo vermelho o ponto correspondente à resistência máxima para forças horizontais do edifício. Estes pontos revelam que a aceleração espectral tende a diminuir com o aumento do número de pisos. Este efeito está relacionado com o facto de, em estruturas de pequeno porte, as secções dos elementos tenderem a ser controladas por dimensões mínimas, levando a uma sobrerresistência dos elementos estruturais para as ações gravíticas e, consequentemente, um aumento da resistência face a ações sísmicas.

Por outro lado, as estruturas mais altas e flexíveis tendem, naturalmente, a apresentar uma maior capacidade de deformação lateral. No que concerne à capacidade de deformação entre pisos, a Figura 4.5 apresenta, na linha do topo, os rácios de deriva medida nos diferentes pisos em relação à deriva do piso térreo no instante de resistência máxima para forças horizontais para cada um dos edifícios analisados. Estes gráficos apresentam ainda uma distribuição log-normal ajustada aos valores medidos, e que permite constatar que, para uma quantidade significativa de edifícios, as derivas nos pisos superiores são mais elevadas que no piso térreo. Na linha inferior da mesma figura é ainda possível constatar que o comportamento em deslocamento relativo é independente do coeficiente sísmico do edifício.

Dada a ausência de disposições sísmicas no dimensionamento, nomeadamente no que toca aos princípios de *capacity design* na relação entre a resistência e rigidez entre vigas e pilares, quando sujeitos a cargas laterais, os edifícios tendem a apresentar uma concentração de deformações ao nível das extremidades dos pilares de um determinado piso (mecanismo de *soft-storey*). Esta concentração de dano pode ocorrer nos diferentes pisos do edifícios devido ao facto da secção dos pilares poder variar em altura.

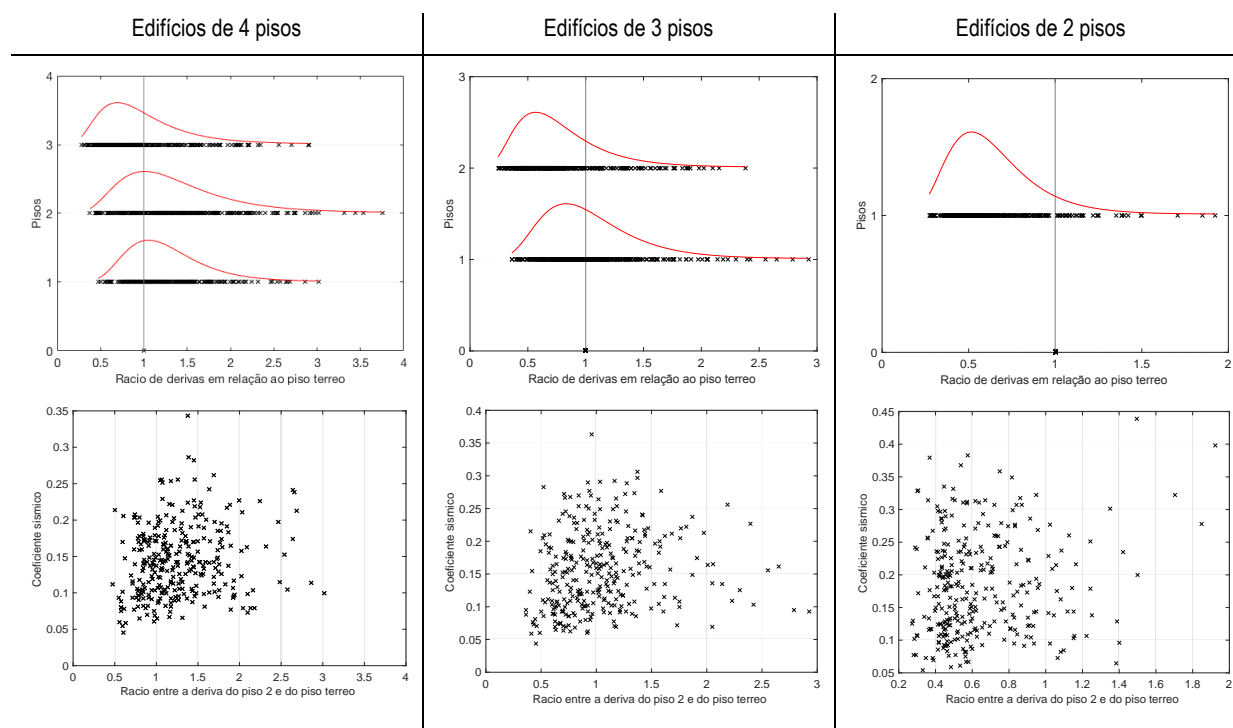


Figura 4.5 – Rátios da deriva dos diferentes pisos em relação à deriva ao piso térreo (linha do superior) e correspondente evolução com o coeficiente sísmico dos edifícios de 2, 3 e 4 pisos (linha inferior)

5 | Definição e calibração de metodologias expeditas de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes

Como descrito no início deste documento, propõem-se que as metodologias expeditas (Método I e II) assegurem o mesmo nível de fiabilidade estrutural para diferentes graus de perigosidade sísmica em Portugal, bem como um nível de segurança nessas avaliações inversamente proporcional ao nível de complexidade das mesmas, tendo como referência os procedimentos definidos na NP EN 1998 – 3 (2017), e designado como Método III no enquadramento do presente documento.

Para assegurar estes objetivos procurou-se identificar uma variável de controlo que apresente boa correlação com a fiabilidade estrutural e que, simultaneamente, possa ser estimada facilmente a partir de propriedades geométricas e mecânicas gerais do edifício observadas *in loco*. O objetivo passa por estabelecer uma relação entre estas propriedades dos edifícios e o índice de fiabilidade estrutural face à ação sísmica.

Uma vez que as metodologias expeditas são definidas com base em critérios de força, verificou-se que o coeficiente sísmico, definido como o rácio entre a resistência global para forças horizontais do edifício (corte basal) e o peso do mesmo, satisfaz os pressupostos apresentados acima.

Por outro lado, dada a necessidade de compatibilizar os métodos expeditos com os procedimentos definidos na NP EN 1998 – 3 (2017), procurou-se identificar um índice de fiabilidade de referência, transversal a todas as combinações de zonas sísmicas / tipo de terreno, que garantisse uma margem de segurança relativamente à fiabilidade estrutural esperada se o mesmo edifício fosse avaliado de acordo com as metodologias de referência definidas nesta norma.

Desta forma, uma vez definido o índice de fiabilidade de referência, é possível determinar um valor de coeficiente sísmico que estabelece o nível de exigência a adotar nas metodologias expeditas e que, quando comparado com a capacidade do edifício, também medida em termos de coeficiente sísmico, permite avaliar a segurança sísmica dos mesmos (ver Secção 5.1). No que diz respeito à estimativa da capacidade de um dado edifício existente, definida em termos do coeficiente sísmico, esta varia em função dos dois métodos expeditos propostos (Método I e Método II), como descrito na Secção 5.3 e 5.4 deste capítulo.

5.1 Relação entre fiabilidade estrutural e coeficiente sísmico

O modelo de fiabilidade estrutural considerado, visa ponderar as forças horizontais desenvolvidas para cada período de retorno em função da resistência para forças horizontais do edifício. Desta forma é possível estabelecer indicadores simplificados de desempenho estrutural do edificado quando sujeito a diferentes intensidades da ação sísmica.

Os índices de fiabilidade, e correspondentes probabilidades de excedência de estados limites previamente estabelecidos, apresentados seguidamente devem ser interpretados como

probabilidades de excedência em sentido lato; como a verosimilhança de ser excedido um determinado nível de força tendo em consideração apenas algumas incertezas das propriedades aleatórias, mas também, ignorando algumas incertezas epistémicas inerentes às formulações numéricas utilizadas. Consequentemente, no contexto deste trabalho as probabilidades devem ser interpretadas como uma métrica utilizada para classificar comportamentos estruturais face à ação sísmica de um universo representativo de diferentes estruturas localizadas ao longo das diversas zonas sísmicas do território de Portugal.

Uma vez determinados os índices de fiabilidade de cada estrutura associados aos diferentes níveis de intensidade sísmica, procurou-se estabelecer uma correlação com diferentes parâmetros estruturais, tendo-se verificado uma boa correlação com o coeficiente sísmico, como ilustrado na Figura 5.1, para edifícios com diferente número de pisos. Esta observação resulta do facto de o coeficiente sísmico ser um bom indicador da resistência para forças horizontais da estrutura. No presente estudo, esta correlação tende a ser otimizada uma vez que o próprio índice de fiabilidade foi estimado tomando a resistência máxima para forças horizontais dos edifícios como estado limite.

É importante notar que as relações apresentadas na Figura 5.1 podem variar em função do tipo de ação sísmica, terreno e de zona sísmica. Estas diferenças resultam de variações na forma espectral com o tipo de terreno e ação sísmica, nomeadamente através do parâmetro k , definido na expressão (17), que conduz a que perigosidade sísmica varie de forma significativa em função dos períodos de retorno (Figura 5.2).

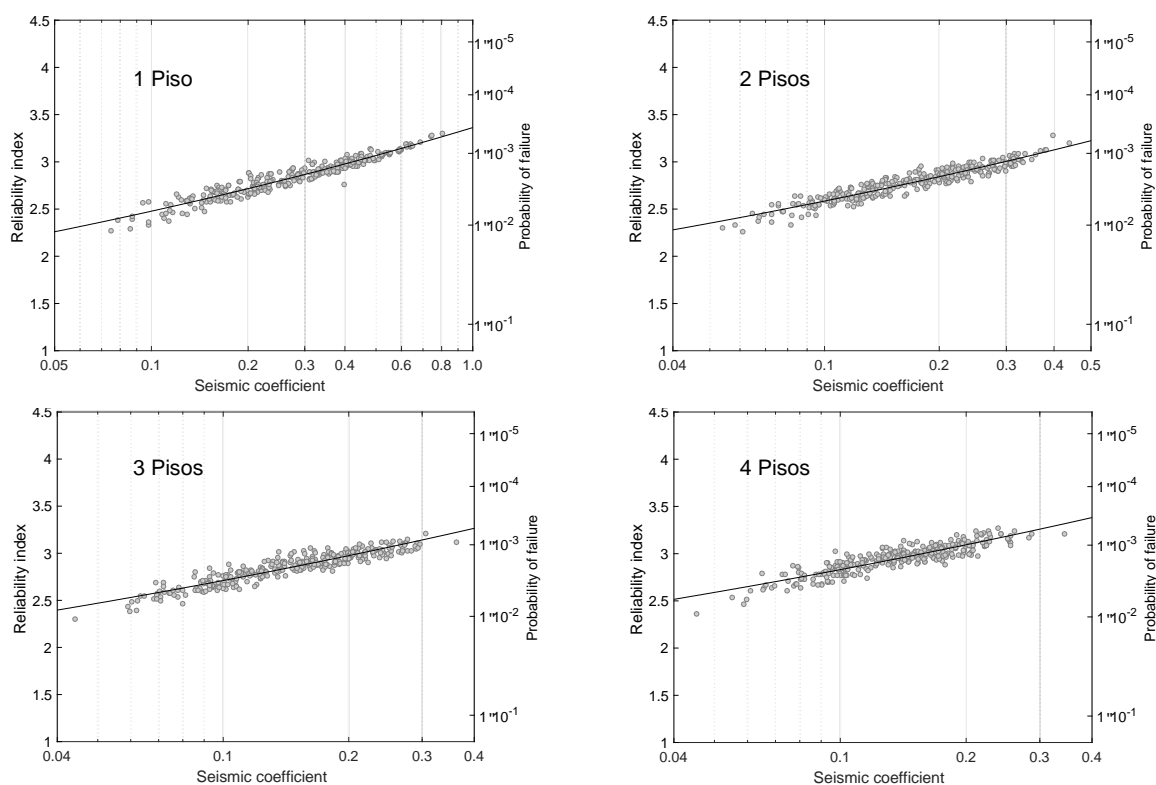


Figura 5.1 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para a zona sísmica 3 (Tipo I), terreno tipo 2, para edifícios de 1 a 4 pisos

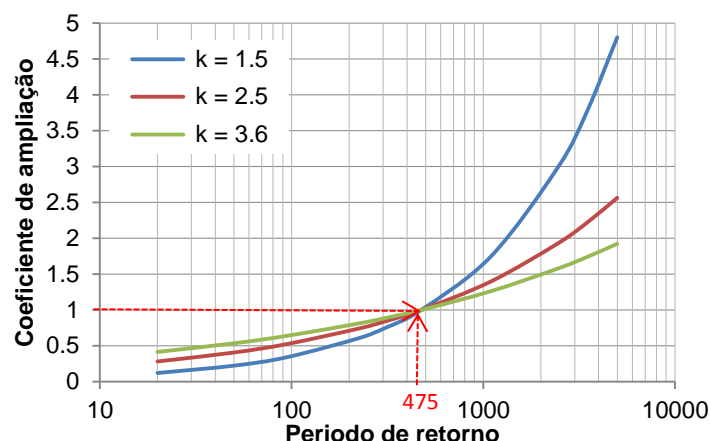


Figura 5.2 – Variação do coeficiente de ampliação da perigosidade sísmica de acordo com expressão (19) em função do parâmetro k zonas sísmicas da NP EN 1998 – 1 (2010): *sismo afastado do Continente - a azul; sismo próximo do Continente - a castanho e dos Açores - a verde*

A título de exemplo a Figura 5.3 ilustra a diferença de andamento na relação entre o coeficiente sísmico e o índice de fiabilidade para edifícios de 4 pisos localizados em terreno tipo B e zona sísmica 1, para ação sísmica tipo 1 (zona sísmica 1.1, Continente sismo afastado Algarve) e 2 (zona sísmica 2.1, Açores grupo central e ocidental). Os gráficos desta figura correspondem ao mesmo valor de aceleração máxima de referência (a_{gR}), mas apresentam diferentes formas espectrais e valores de k (1,5 e 3,6, respetivamente).

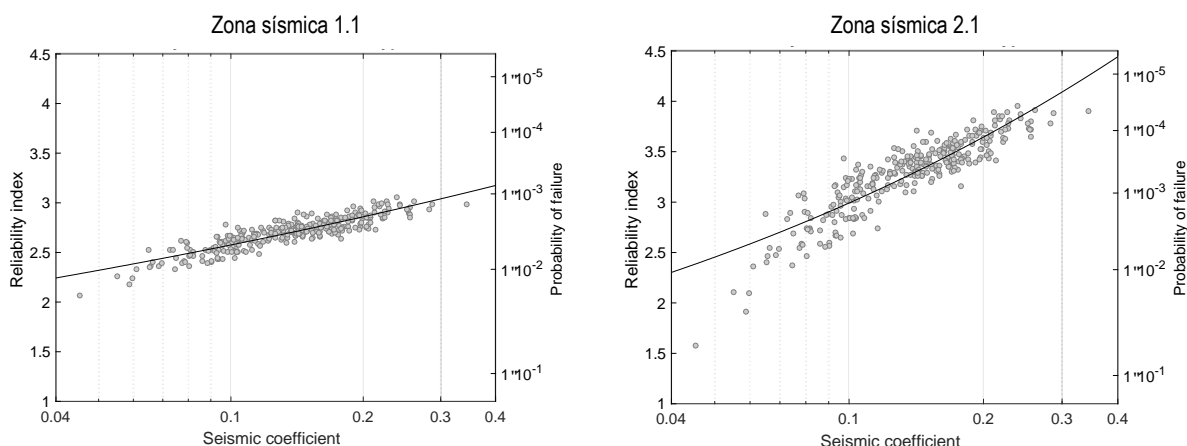


Figura 5.3 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para terreno tipo B, edifícios 4 pisos e diferente ação sísmica

Uma vez estabelecida uma relação entre os níveis de fiabilidade e o coeficiente sísmico para todas as zonas sísmicas em Portugal e classe de terreno A, B e C, é possível definir os valores de coeficiente sísmico global exigido (CS_E) que conduzem à mesma fiabilidade estrutural. A escolha do valor de índice de fiabilidade (ou associada probabilidade de excedência) é descrita na secção seguinte.

5.2 Definição do índice de fiabilidade de referência

O procedimento de calibração do nível de fiabilidade estrutural a adotar de forma a que as metodologias expeditas conduzam a avaliações tendencialmente do lado da segurança relativamente à metodologia de referência definida na NP EN 1998 – 3 (2017) é uma matéria importante que seguidamente se expõe.

Para cada edifício analisado, foi determinado o índice de fiabilidade associado à excedência dos critérios de avaliação de segurança sísmica definidos naquela norma, e que pressupõem a verificação da resistência de todos os elementos estruturais (vigas, pilares e paredes em betão armado) relativamente aos mecanismos de corte (V_R – resistência ao corte) e de flexão definidos (θ_u – rotação da corda última) através das expressões (28) e (29) respetivamente (as definições dos respetivos termos remete-se para NP EN 1998 – 3 (2017)).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N, 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (28)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, w')}{\max(0.01, w)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.25^{100 f_d}) \quad (29)$$

Na determinação das capacidades dos pilares (corte e flexão) através das expressões anteriores foram considerados todos os coeficientes de segurança à resistência dos materiais definidos na NP EN 1998-3; 2017 bem como o coeficiente de conhecimento (CF). Este último pretende afetar a resistência dos materiais com base no número de elementos estruturais avaliados e no número de testes realizados aos diferentes materiais para identificação das suas propriedades médias. Neste trabalho foi adotado um valor conservativo ($CF = 1,35$), correspondente a um nível de conhecimento limitado. O valor de resistência relativo à rotação da corda última, θ_u , foi ainda multiplicado por um fator de $\frac{3}{4}$, como proposto para o estado limite de danos severos, aquele a considerar para a verificação da segurança de edifícios existentes (NP EN 1998-3; 2017).

De acordo com a mesma norma, os efeitos da ação sísmica devem ser determinados para um nível de ação descrito através de um espectro de resposta, associado a uma dada zona sísmica e tipo de terreno, correspondente a um período de retorno de $T_R = 308$ anos, e que reflete uma redução para 75 % da ação sísmica relativamente ao período de retorno de referência de 475 anos. Para cada edifício considerado no estudo de fiabilidade, o ponto de desempenho foi determinado através do Método N2 com base na sua curva de capacidade e nos espectro de resposta associado a todas as combinações de zona sísmica (considerando Ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2) e tipo de terreno (A, B ou C).

Uma vez definido o nível de solicitação sísmica imposta ao edifício, verificou-se a existência de roturas, tendo sido considerado que um edifício não verifica a segurança se pelo menos um pilar apresentar um nível de solicitação superior às suas capacidades. Esta opção embora não tenha em conta a importância das vigas para a resistência sísmica, foi adoptada devido ao enquadramento específico deste estudo que visa definir metodologias de avaliação expeditas de natureza mais global de edifícios sendo os pilares os elementos essenciais que garantem a integridade estrutural dos edifícios. Por outro lado, deve ser notado que a verificação da segurança nestes métodos é aferida relativamente ao ponto de resistência máxima para forças horizontais dos edifícios, tendo como consequência uma reduzida exploração de ductilidade dos seus elementos estruturais.

Uma vez identificados os edifícios que não verificam a segurança de acordo com aquele critério, foi analisado qual o índice de fiabilidade e o coeficiente sísmico associado a cada um deles. A Figura 5.4 apresenta os resultados referentes aos edifícios de 4 pisos localizados em terrenos do tipo B, para as zonas sísmicas 1, 2 e 3 relativas à ação sísmica tipo 1. Nos gráficos desta figura, os pontos a vermelho indicam os edifícios em que se observou que pelo menos um pilar não verificou a segurança relativamente à rotação da corda última (gráficos da esquerda) ou rotura por corte (gráficos da direita).

Os gráficos da Figura 5.4 apresentam ainda uma regressão, definida através do método dos mínimos desvios quadrados, que estabelece uma relação entre o coeficiente sísmico CS e o índice de fiabilidade β . Esta regressão pode ser definida através da expressão (30), em que a e b são parâmetros de ajuste, e cujos valores são apresentados nas Tabela 5.1 e Tabela 5.2 em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno. Por forma a atestar a precisão dos ajustes, verificou-se que para as 132 combinações consideradas, obteve-se um valor mínimo de erro quadrático de $R^2_{min} = 0,78$ e um erro quadrático médio de $R^2_{med} = 0,85$.

$$\beta = a \times CS^b \quad (30)$$

Após uma análise global dos resultados, apresentados no Anexo I, os apresentados na Figura 5.4 são apenas ilustrativos, foi possível verificar que o índice de fiabilidade associado à verificação dos requisitos da NP EN 1998 – 3 (2017) apresenta alguma variabilidade. Esta observação parece indicar que os critérios definidos nesta norma não conduzem ao mesmo nível de fiabilidade definido neste trabalho para as diferentes zonas sísmicas e número de pisos dos edifícios.

Por outro lado, confirmou-se que o potencial desenvolvimento de roturas por corte não está relacionado com o coeficiente sísmico do edifício, determinado através da sua curva de capacidade. Como notado por Sousa *et al.* (2017); à medida que aumenta a robustez dos pilares, e com ela o valor de coeficiente sísmico dos edifícios, os elementos que apresentem armaduras transversais definidas apenas com base em disposições construtivas para cargas gravíticas, são mais suscetíveis de apresentar roturas por corte.

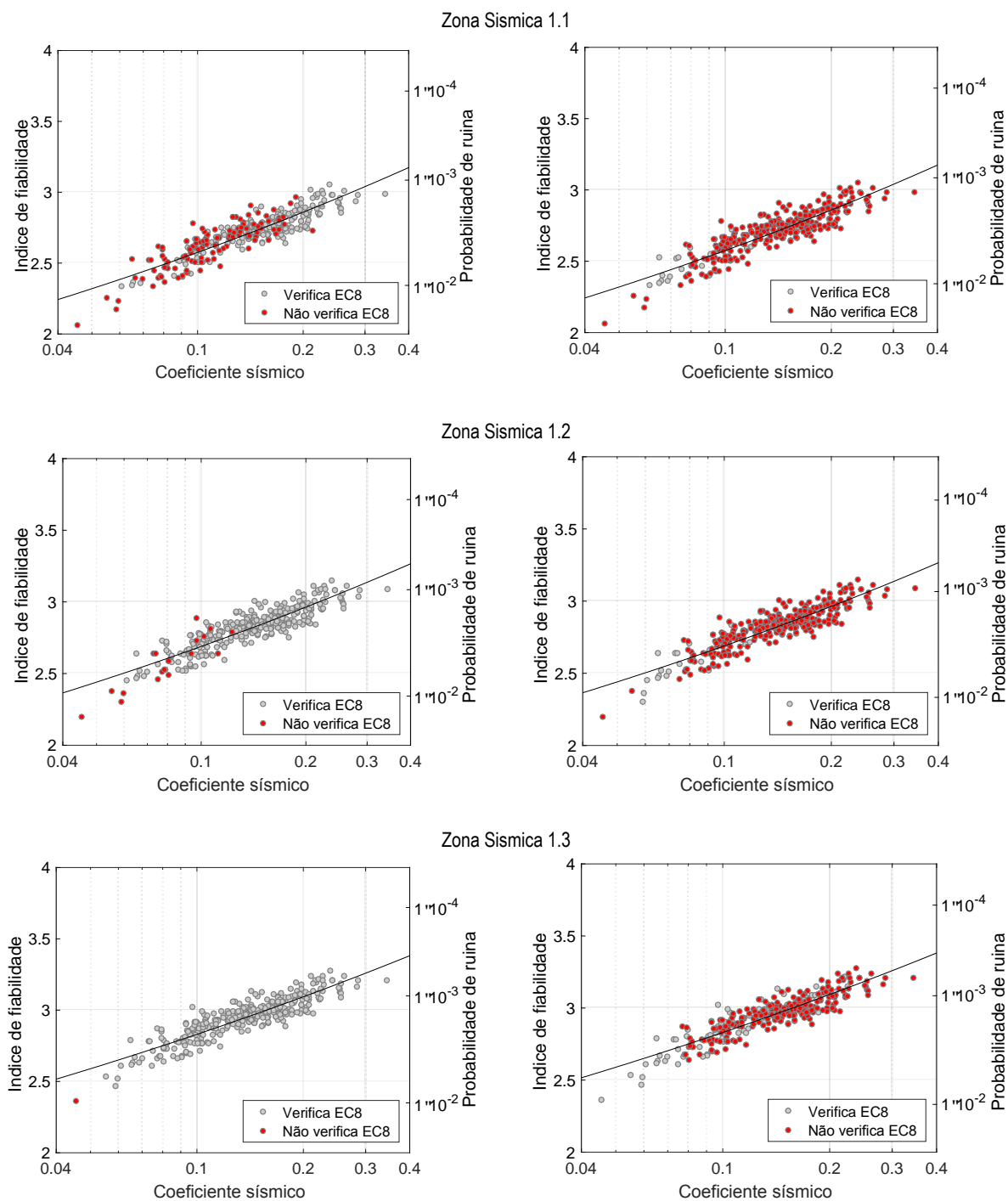


Figura 5.4 – Comparação de índices de fiabilidade, para edifícios de 4 pisos, com os resultados da avaliação de acordo com a NP EN 1998-3 (2017) para zonas sísmicas 1.1, 1.2 e 1.3, considerando roturas por rotação última da corda (esquerda) e por corte (direita)

Tabela 5.1 – Valores do parâmetro a na expressão (30) em função da zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício

		Zona sísmica										
		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
4 pisos	Terreno A	3.643	3.717	3.813	3.947	4.114	4.287	5.124	5.201	4.600	4.793	4.934
	Terreno B	3.645	3.714	3.804	3.933	4.096	4.265	5.769	5.725	4.875	5.035	5.157
	Terreno C	3.597	3.664	3.753	3.881	4.044	4.214	6.277	6.109	5.048	5.179	5.288
3 pisos	Terreno A	3.566	3.640	3.737	3.873	4.042	4.217	5.068	5.128	4.524	4.716	4.858
	Terreno B	3.529	3.600	3.692	3.825	3.991	4.165	5.760	5.673	4.794	4.948	5.068
	Terreno C	3.467	3.536	3.629	3.761	3.928	4.103	6.292	6.068	4.960	5.081	5.186
2 pisos	Terreno A	3.434	3.513	3.614	3.756	3.932	4.112	4.864	4.928	4.379	4.579	4.726
	Terreno B	3.371	3.447	3.546	3.686	3.861	4.042	5.475	5.402	4.598	4.763	4.891
	Terreno C	3.305	3.380	3.479	3.619	3.796	3.979	5.922	5.727	4.718	4.854	4.968
1 piso	Terreno A	3.237	3.326	3.440	3.596	3.785	3.978	4.153	4.302	4.009	4.249	4.418
	Terreno B	3.159	3.249	3.363	3.520	3.711	3.906	4.357	4.465	4.088	4.315	4.478
	Terreno C	3.087	3.178	3.293	3.452	3.646	3.843	4.473	4.547	4.115	4.333	4.492

Tabela 5.2 – Valores do parâmetro b na expressão (30) em função da zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício

		Zona sísmica										
		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
4 pisos	Terreno A	0.127	0.118	0.109	0.098	0.087	0.078	0.208	0.185	0.128	0.111	0.101
	Terreno B	0.151	0.140	0.128	0.115	0.101	0.090	0.285	0.248	0.166	0.144	0.130
	Terreno C	0.161	0.149	0.136	0.121	0.106	0.094	0.346	0.296	0.193	0.166	0.150
3 pisos	Terreno A	0.137	0.127	0.117	0.105	0.092	0.082	0.238	0.208	0.140	0.121	0.110
	Terreno B	0.159	0.147	0.134	0.119	0.104	0.092	0.334	0.286	0.185	0.158	0.143
	Terreno C	0.169	0.155	0.141	0.124	0.108	0.095	0.407	0.343	0.216	0.183	0.165
2 pisos	Terreno A	0.142	0.132	0.121	0.108	0.095	0.084	0.261	0.226	0.149	0.127	0.115
	Terreno B	0.164	0.151	0.137	0.121	0.106	0.093	0.371	0.314	0.198	0.167	0.150
	Terreno C	0.174	0.160	0.144	0.127	0.110	0.096	0.454	0.378	0.230	0.193	0.173
1 piso	Terreno A	0.134	0.125	0.115	0.103	0.091	0.080	0.222	0.193	0.128	0.110	0.099
	Terreno B	0.158	0.146	0.133	0.118	0.103	0.091	0.312	0.266	0.169	0.143	0.129
	Terreno C	0.168	0.155	0.140	0.123	0.107	0.094	0.380	0.319	0.197	0.166	0.148

Assim, optou-se por definir o índice de fiabilidade de referência tendo por base apenas o comportamento em flexão dos pilares dos edifícios, medido através da rotação da corda última. A incorporação dos mecanismos de corte nos métodos expeditos segue uma abordagem distinta, descrita na secção seguinte.

No que diz respeito ao mecanismo de flexão, a Figura 5.5 apresenta a relação entre o coeficiente sísmico e o índice de fiabilidade de todos os edifícios para a combinação de zona sísmica e tipo de terreno que conduz a uma ação sísmica mais gravosa (zona sísmica 1.1 e terreno tipo C). A análise destes gráficos possibilita identificar um valor para o índice de fiabilidade de referência que permite estabelecer os coeficientes sísmicos a exigir para todas as zonas sísmicas e tipos de terreno, de modo a que os edifícios satisfaçam os requisitos da NP EN 1998 – 3, (2017).

Os resultados apresentados na Figura 5.5 indicam que as probabilidades de excedência associadas à não verificação dos requisitos da NP EN 1998 – 3 (2017) diminuem com o aumento do número de pisos, tendo-se verificado que, para edifícios de 1 piso, a probabilidade de referência aproxima-se de 5×10^{-3} , enquanto que para edifícios de 4 pisos esta é aproximadamente 1×10^{-3} .

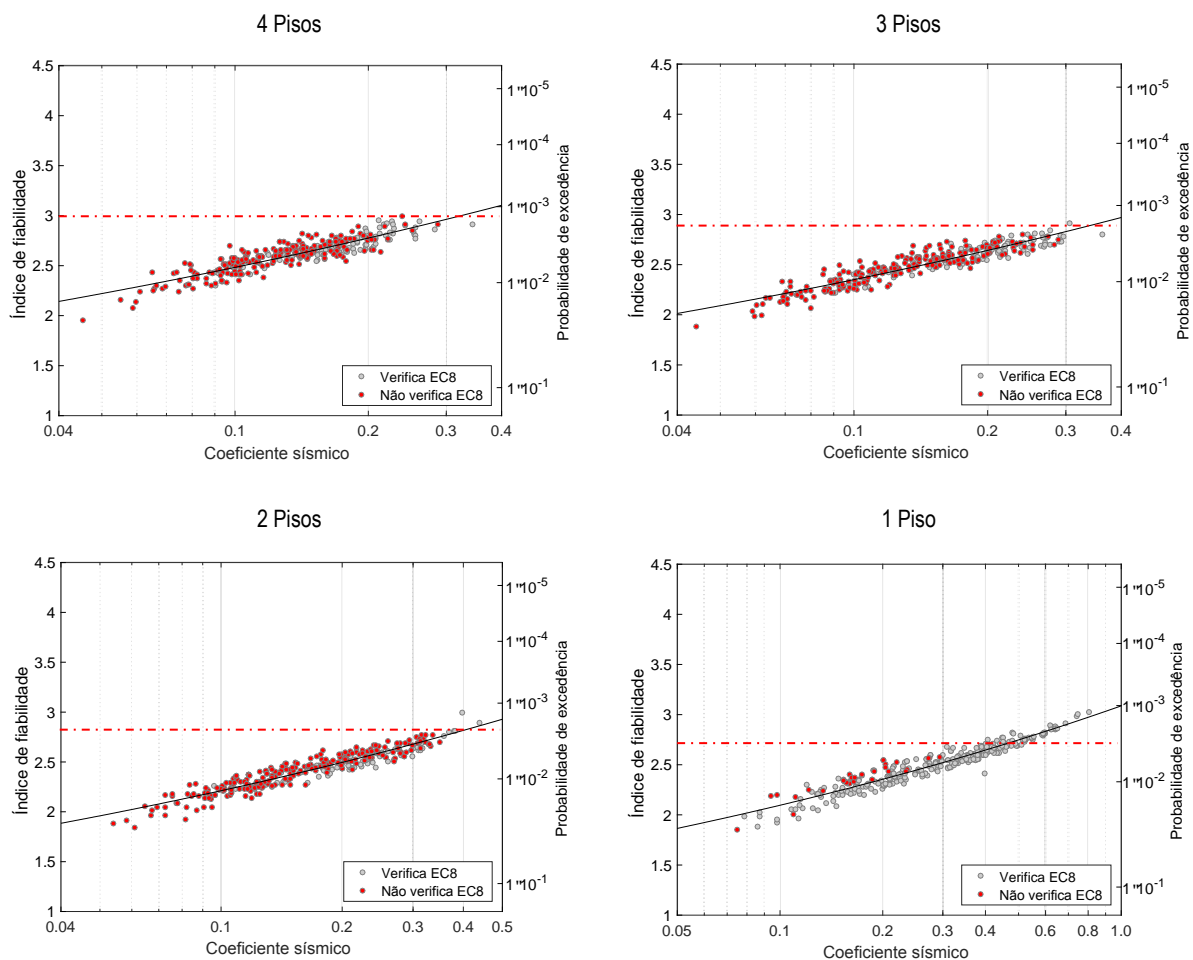


Figura 5.5 – Comparação do índice de fiabilidade com os resultados das avaliações de acordo com a NP EN 1998-3 (2017) considerando roturas por rotação da corda última, para a zona sísmica 1.1 e terreno tipo C

Idealmente seria desejável estabelecer um índice de fiabilidade uniforme para todas as zonas sísmicas, tipos de terreno e número de pisos dos edifícios. No entanto, a escolha de um índice de fiabilidade único, independente do número de pisos, levará a que os resultados das avaliações obtidas com os métodos expeditos diverjam significativamente daqueles obtidos através dos procedimentos definidos na NP EN 1998 – 3 (2017). Tal resulta do facto de estruturas rígidas, com frequência elevadas, apresentarem maiores exigências para períodos de retorno elevados da ação sísmica do que estruturas mais flexíveis M. J. Nigel Priestley (1993).

A título de exemplo, a definição de coeficientes sísmicos com base numa probabilidade de excedência de 1×10^{-3} , resultaria na obtenção de avaliações tendencialmente do lado da segurança para todos os edifícios relativamente às avaliações que se obteriam através método de referência. No entanto, esta opção pode conduzir a resultados excessivamente conservativos para edifícios com menos pisos, devido à circunstância descrita no parágrafo anterior.

Por outro lado, a adoção de um índice de fiabilidade intermédio, e.g., $2,5 \times 10^{-3}$, conduz a uma redução da divergência geral, levando a que o nível de exigência para edifícios com mais pisos (nomeadamente 3 e 4 pisos) fosse consideravelmente inferior ao que se obteria com o método de referência.

Com base na discussão anterior, optou-se por definir as exigências, em termos coeficiente sísmico, com base num nível de fiabilidade de referência que varia em função do número de pisos, tomando os seguintes valores de índices de fiabilidade de referência: 2,7; 2,8; 2,9 e 3 (correspondentes a um intervalo de probabilidade de excedência entre aproximadamente 5×10^{-3} e 1×10^{-3}) para os edifícios de 1; 2; 3 e 4 pisos, respetivamente.

Estes valores de probabilidade de excedência são um pouco superiores aos propostos pelo *Probabilistic Model Code* (JCSS; 2001) e apresentados na Tabela 5.3. No entanto, note-se que os valores estimados no estudo de fiabilidade têm em consideração uma estimativa conservativa da resistência dos elementos estruturais por estarem associados à excedência da resistência máxima para forças horizontais, conforme já referido. Assim sendo, os edifícios apresentam alguma margem de segurança relativamente a estados limites últimos de colapso iminente em sentido estrito. Por outro lado, a perigosidade sísmica foi definida com base em espectros regulamentares, que geralmente representam uma envolvente conservativa da perigosidade sísmica expectável e, como tal, conduzem a valores que tendem a ser sobrestimados em relação aos valores esperados.

Tabela 5.3 – Valores propostos pelo JCSS (2001) de índice de fiabilidade (e probabilidades de ruína anual associadas) relativas a estados limites últimos

Custo das medidas de reparação	Consequências reduzidas	Consequências moderadas -	Consequências elevadas -
Alto	$\beta = 3.1$ ($P_F \approx 10^{-3}$)	$\beta = 3.3$ ($P_F \approx 5 \times 10^{-4}$)	$\beta = 3.7$ ($P_F \approx 10^{-4}$)
Médio	$\beta = 3.7$ ($P_F \approx 10^{-4}$)	$\beta = 4.2$ ($P_F \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_F \approx 5 \times 10^{-5}$)
Baixo	$\beta = 4.2$ ($P_F \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_F \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.7$ ($P_F \approx 10^{-6}$)

Assim, com base nos índices de fiabilidade definidos e nas regressões representadas através da expressão (30) e dos parâmetros de ajuste apresentados na Tabela 5.1 e Tabela 5.2, foi estabelecido o coeficiente sísmico exigível CS_E para cada zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício, e cujos resultados se encontram resumidos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Coeficientes sísmicos exigidos, CS_E , para edifícios de 1 a 4 pisos localizados em todas as zonas sísmicas e nos tipos de terreno A, B e C, definidos de acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010)

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	
1.1	0.26	0.37	0.45	0.24	0.32	0.39	0.22	0.29	0.35	0.22	0.27	0.32	Sismo afastado Continente
1.2	0.19	0.28	0.35	0.18	0.25	0.31	0.17	0.23	0.28	0.16	0.22	0.26	
1.3	0.12	0.19	0.24	0.12	0.18	0.22	0.11	0.17	0.20	0.11	0.16	0.19	
1.4	0.06	0.11	0.14	0.07	0.10	0.13	0.06	0.10	0.12	0.06	0.09	0.12	
1.5	0.02	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	
1.6	0.01	0.02	0.02	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	
2.1	0.14	0.22	0.26	0.12	0.16	0.19	0.10	0.13	0.15	0.08	0.10	0.12	Sismo próximo Açores
2.2	0.09	0.15	0.19	0.08	0.12	0.15	0.06	0.10	0.12	0.05	0.07	0.09	
2.3	0.05	0.09	0.12	0.05	0.08	0.10	0.04	0.07	0.08	0.04	0.05	0.07	Sismo próximo Continente
2.4	0.02	0.04	0.06	0.02	0.04	0.06	0.02	0.03	0.05	0.01	0.03	0.04	
2.5	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.04	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02	

Recorda-se que estes representam os valores que um certo edifício deve apresentar por forma a satisfazer os requisitos da NP EN 1998 – 3 (2017) apenas em termos de capacidade em flexão dos

respectivos pilares e que servirão de referência para estabelecer o nível de exigência nos métodos expeditos propostos.

É importante notar que em edifícios de baixo porte com adequado dimensionamento sísmico, o piso térreo é geralmente a zona do edifício mais solicitada devido à ação sísmica apresentando, por isso, maior concentração de dano. No entanto, em edifícios sem considerações de dimensionamento sísmico, nomeadamente edifícios que apresentem reduções de secção dos pilares em altura, a concentração de dano pode ocorrer em pisos superiores que apresentem uma relação entre resistência e solicitação menos favorável. Este comportamento foi observado em muitos dos edifícios de betão armado analisados, conforme foi previamente discutido na Secção 4.5.

De modo a ter em consideração estes efeitos, os métodos expeditos preveem a verificação da segurança ao nível dos diferentes pisos dos edifícios. Para tal, os valores de coeficiente sísmico exigido a considerar ao nível de cada piso ($CS_{E,j}$) pode ser determinado através da expressão (31), multiplicando o valor de CS_E (Tabela 5.4) pelo valor do coeficiente η definido na Tabela 5.5 para os diferentes pisos j .

$$CS_{E,j} = \eta_j CS_E \quad (31)$$

Tabela 5.5 – Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso j em análise

Piso	Número de pisos do edifício			
	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

Os valores do coeficiente η apresentado na Tabela 5.5 resultam da consideração de uma distribuição triangular de forças em altura uma vez que, de acordo com diferentes autores, e.g., Pettinga e Priestley (2005), conduz a uma boa aproximação, para edifícios até 4 pisos, cujo comportamento é dominado pelo primeiro modo de vibração.

Por fim refira-se que, apesar da metodologia apresentada servir os objectivos necessários para a definição dos métodos expeditos, ela pode no entanto ser generalizada a um contexto de classificação do comportamento das estruturas face a ação sísmica, tendo obviamente em conta a definição de estado limite em consideração (capacidade resistente máxima a forças horizontais da estrutura para mecanismos de rotura de pilares em flexão).

Efetivamente, uma vez conhecido o coeficiente sísmico de uma dada estrutura (ver secções seguintes), e recorrendo às relações entre coeficiente sísmico e fiabilidade estrutural face à ação sísmica, expressas através da expressão (30) e dos valores apresentados na Tabela 5.1 e Tabela 5.2, é possível estimar qual a fiabilidade da estrutura face à ação sísmica e quantificar o seu nível de segurança de acordo com os requisitos regulamentares para aquele estado limite.

5.3 Avaliação da segurança sísmica de acordo com o Método II

De acordo com o Método II, a segurança sísmica é avaliada comparando o coeficiente sísmico exigido $CS_{E,j}$ para uma dada zona sísmica e tipo de terreno (ver secção anterior), com a capacidade do edifício, também medida em termos de coeficiente sísmico ($CS_{C,j}$), para todos os pisos j do edifício.

Assim, um edifício verifica a segurança sísmica se, para todos os pisos, o coeficiente sísmico que quantifica a capacidade do edifício for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido:

$$CS_{C,j} \geq CS_{E,j} \quad (32)$$

A capacidade do edifício medida em termos de coeficiente sísmico pode ser definida como o rácio entre a resistência para forças horizontais de todos os pilares de um piso $V_{H,j}$ e o peso total W_E do edifício correspondente à combinação sísmica de ações:

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} \quad (33)$$

em que W_E é dado pela expressão (34):

$$W_E = \sum_{j=1}^n (w_{E,j} A_{s,j}) \quad (34)$$

com:

$w_{E,j}$ – peso por unidade área resultante da combinação sísmica de ações;

$A_{s,j}$ – área do piso j .

Por sua vez, a capacidade de cada elemento vertical i corresponderá ao mínimo da estimativa da sua resistência considerando a hipótese de este desenvolver mecanismos de flexão ($V_{F,i}$) ou de corte ($V_{C,i}$):

$$V_{H,j} = \sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i}) \quad (35)$$

Em que n é o número de elementos verticais num dado piso j .

A estimativa da resistência associada aos mecanismos de flexão e corte ($V_{F,i}$ e $V_{C,i}$) é apresentada nas secções seguintes.

A aceitação de que um edifício é potencialmente vulnerável à ação sísmica pelo facto de um elemento não verificar a segurança parece demasiado conservativa, especialmente no âmbito de um procedimento de avaliação expedito. Afigura-se assim mais razoável admitir alguma capacidade de redistribuição das forças sísmicas, até porque os critérios de regularidade a satisfazer para a aplicação dos métodos expeditos (ver Secção 2.3) garantem de certa forma que o edifício é regular

em planta não apresentando divergências significativas ao nível da resistência e rigidez dos diferentes elementos verticais.

5.3.1 Resistência para forças horizontais associada ao mecanismo de flexão

Em pilares cuja resistência é controlada pelo comportamento em flexão, a força horizontal resistente $V_{F,i}$ é dada por:

$$V_{F,i} = \frac{M_i}{L_{v,i}} \quad (36)$$

em que $L_{v,i}$ é a distância entre a secção onde se desenvolve o momento resistente M_i e o ponto de inflexão do pilar. Por simplicidade poder-se-á admitir que $L_{v,i}$ é igual a metade da altura do pilar, nos casos próximos de situações de pilares bi-encastados, ou igual à altura total do pilar quando em consola.

No que diz respeito à estimativa do momento resistente M_i , apesar de em elementos de betão armado não ser possível obter o seu valor de uma forma direta, é possível obter uma estimativa aproximada com base nas dimensões da secção e nas propriedades das armaduras longitudinais. A opção por não incluir outros parâmetros que poderiam melhorar a estimativa da resistência para forças horizontais, como a resistência do betão ou o esforço axial, prende-se com o objetivo de manter o procedimento de avaliação da segurança relativamente expedito, e sem necessidade de ter um conhecimento muito profundo das propriedades do edifício.

Assim, foi estabelecido um parâmetro $P_{V,i}$, que é uma primeira aproximação ao valor da resistência para forças horizontais $V_{F,i}$ de um dado pilar i , e que depende apenas das seguintes propriedades:

$$V_{F,i} \propto P_{V,i} = \frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \quad (37)$$

em que:

b_i, h_i – largura e altura da secção transversal do pilar;

$\rho_{l,i}$ – taxa total da armadura longitudinal do pilar;

f_{yl} – valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais do pilar;

$L_{v,i}$ – distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão (considere-se $L_{v,i}$ igual a $\frac{1}{2}$ altura livre do pilar, quando aproximadamente bi-encastado, ou à altura do pilar, quando em consola).

Posteriormente os resultados obtidos através desta expressão analítica foram comparados com a resistência máxima dos pilares determinada através das análises numéricas referentes a cada edifício definidas com vista à modelação do comportamento estrutural descrito no Capítulo 4 |. Nesta comparação, foram selecionados apenas os pilares cuja curva de capacidade apresente um ramo descendente, e portanto, indicativo de que atingiram a sua resistência máxima para forças horizontais. Este critério de seleção excluiu os pilares que, devido à possível variação de resistência e rigidez dos mesmos pertencentes a um dado edifício, não atingiram as respetivas resistências

máximas no ponto de imposição de deslocamento em que esse edifício perde a sua estabilidade estrutural.

Com base naqueles critérios foram identificados 6 424 pilares distintos, relativos aos edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos. Refira-se que estes pilares representam apenas os pilares do primeiro piso, uma vez que, tendo sido dimensionados apenas para cargas verticais, estes permitem representar todo o espectro de pilares existente na base de dados sem grande enviesamento para pilares com esforço axial elevado. A Figura 5.6 apresenta as relações entre a resistência expectável para forças horizontais dos pilares determinada a partir dos resultados das análises estáticas não-lineares (considerada como efetiva no âmbito do presente documento), e a resistência estimada através da expressão (37).

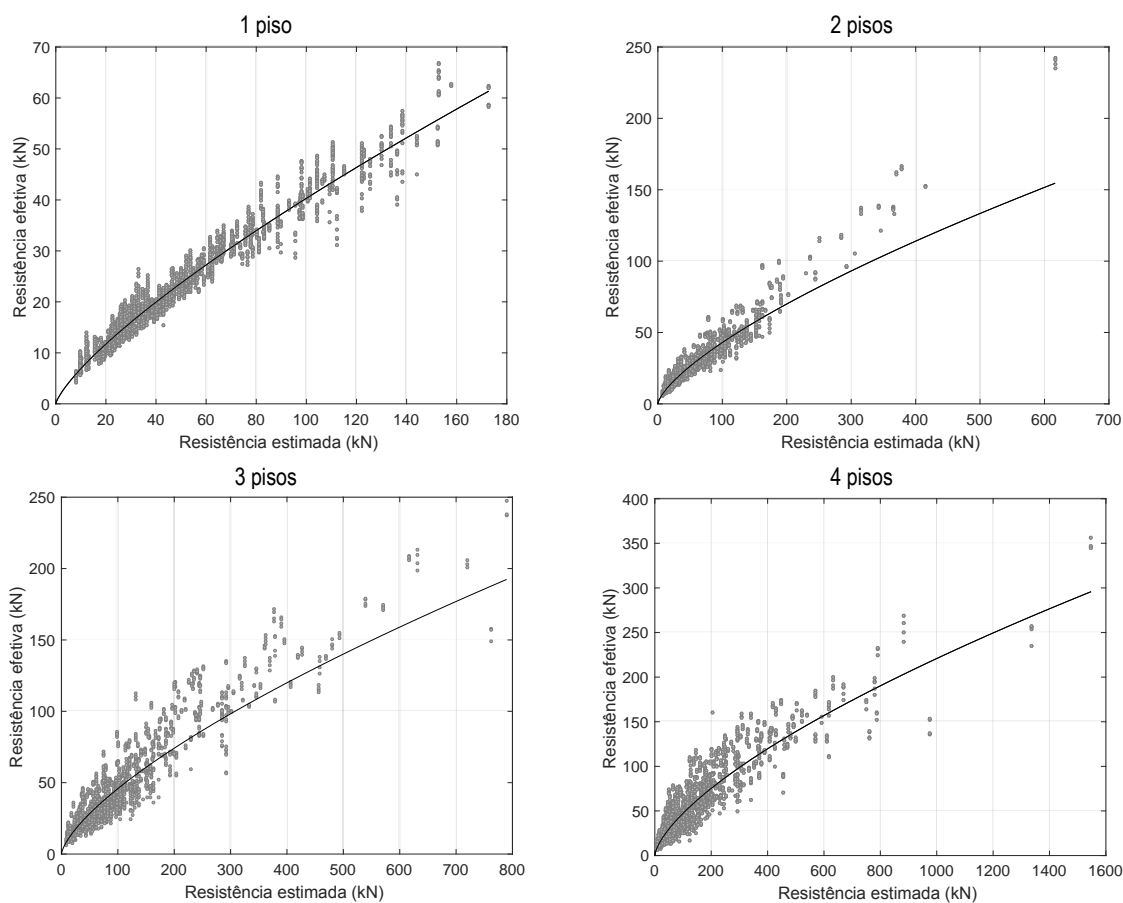


Figura 5.6 – Relação entre a resistência efetiva e a resistência estimada considerando os pilares dos edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos

Os gráficos incluem ainda uma regressão através dos mínimos quadrados, estimada utilizando uma função potência na forma de:

$$V_{F,i} = \alpha P_{V,i}^{\beta} \quad (38)$$

em que α e β são parâmetros de ajuste da regressão.

Genericamente, as regressões revelam uma razoável correlação, apesar do aumento da dispersão com o número de pisos. Este aspecto pode resultar do facto de, com o aumento do número de pisos de um edifício, os pilares tenderem a ser mais robustos apresentando configurações de armaduras longitudinais mais uniformes ao longo do perímetro do pilar, comparativamente a pilares com secções de pequena dimensão em que as armaduras se encontram geralmente concentradas nos cantos das secções.

Dado que as regressões não apresentam diferenças significativas, optou-se por considerar parâmetros α e β independentes do número de pisos dos edifícios. Esta opção permite considerar apenas uma expressão para a estimativa da resistência para forças horizontais associada a mecanismos de flexão independente do número de pisos, o que simplifica a aplicação do método expedito.

A Figura 5.7 apresenta os resultados relativos à totalidade dos pilares juntamente com a respetiva regressão (curva a preto).

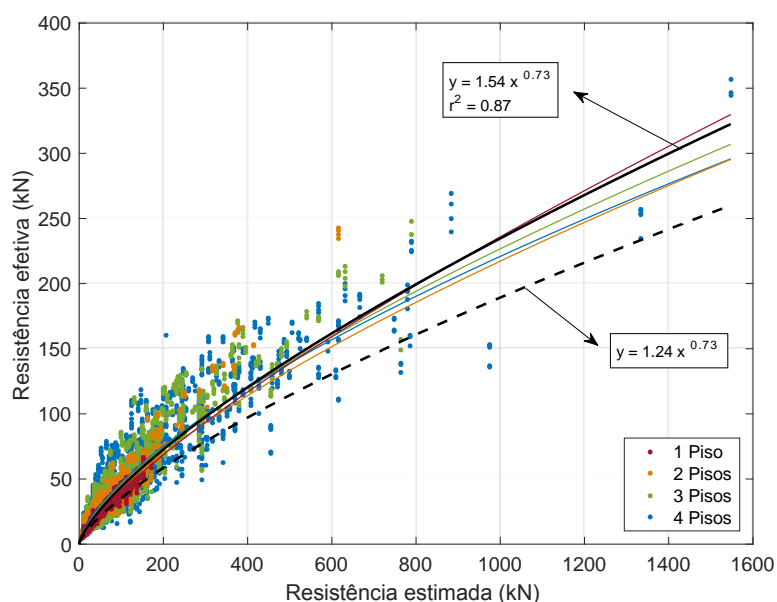


Figura 5.7 – Relação entre a resistência efetiva e a resistência estimada considerando os pilares de todos os edifícios

De modo a assegurar um nível de segurança relativamente à estimativa da capacidade dos elementos, considerou-se uma margem correspondente a um desvio padrão relativamente à curva mediana regressão obtida, como ilustrado na mesma figura através da curva preta a tracejado.

Os diferentes parâmetros de ajuste (α e β), assim como o valor do desvio padrão do erro (σ_ε) e do erro quadrado (r^2), associado às diferentes regressões consideradas são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Síntese de valores dos parâmetros de regressão na estimativa da resistência para forças horizontais associada à capacidade de pilares para mecanismos de flexão

	α	β	σ_ε	r^2
1 Piso	1.18	0.77	1.10	0.96
2 Pisos	1.68	0.70	1.17	0.90
3 Pisos	1.87	0.69	1.27	0.85
4 Pisos	2.18	0.67	1.32	0.82
Global	1.54	0.73	1.24	0.87

Finalmente, com base nos pressupostos considerados e nos resultados obtidos, a estimativa da resistência a forças horizontais de um pilar genérico i devido a mecanismos de flexão pode ser determinada através da expressão (39):

$$V_{F,i} = \frac{\alpha}{\sigma_\varepsilon} P_{V,i}^\beta = \frac{1.54}{1.24} \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0.73} \quad \therefore \quad V_{F,i} = 1.24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0.73} \quad (39)$$

em que:

b_i, h_i – largura e altura da secção transversal do pilar i ;

$\rho_{l,i}$ – taxa total da armadura longitudinal do pilar i ;

f_{yl} – valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais dos pilares;

$L_{v,i}$ – distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão (considere-se $L_{v,i}$ igual a $\frac{1}{2}$ altura livre do pilar, quando aproximadamente bi-encastado, ou à altura do pilar, quando em consola).

5.3.2 Resistência para forças horizontais associada ao mecanismo de corte de pilares

Tendo em conta o enquadramento das metodologias expeditas nos procedimentos de avaliação definidos na NP EN 1998 – 3 (2017) (ver descrição mais detalhada na Secção 5.2), optou-se por considerar a expressão proposta neste documento, apresentada anteriormente na expressão (28) e replicada na expressão (40) por conveniência.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h - x}{2L_v} \min(N, 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min\left(5, \mu_\Delta^{pl}\right) \right) \cdot \left[0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (40)$$

Dada a sua complexidade e número de parâmetros de avaliação *in loco* elevados, esta expressão torna-se desadequada no âmbito de avaliações expeditas edifícios. Assim sendo, desenvolveu-se a

partir da expressão (40) uma versão simplificada para a estimativa da resistência ao corte de pilares, considerando as seguintes simplificações relativas aos seus termos presentes e que seguidamente se descrevem e justificam:

1. A primeira parcela, relativa à contribuição do esforço axial N , foi eliminada uma vez que a sua contribuição para a resistência é pouco significativa em pilares relativamente esbeltos, geralmente encontrados em edifícios de habitação com reduzido número de pisos;
2. No que respeita ao impacto da ductilidade, μ_{Δ}^{pl} , que afeta a componente do betão e das armaduras transversais, considerou-se um valor unitário uma vez que o estado limite a adotar na avaliação expedita corresponde ao ponto de resistência máxima para forças horizontais, sendo, conseqüentemente, reduzida ou nula exploração de ductilidade dos elementos estruturais;
3. Relativamente à armadura longitudinal, adotou-se os valores mínimos propostos. Assim, considerou-se uma taxa total $\rho_{tot} = 0,5 \%$, o que está em linha com os valores mínimos estabelecidos pelo REBAP (1983);
4. No termo relativo ao efeito da esbelteza do pilar L/h , optou-se por manter a proposta original dado que esta depende apenas de parâmetros geométricos, já conhecidos para o cálculo da resistência à flexão. Adicionalmente, a consideração dos valores mínimos propostos poderia conduzir a uma estimativa demasiado conservativa da resistência de pilares mais robustos;
5. Para a resistência do betão, assumiu-se uma tensão resistente f_c de 10 MPa. Este valor resulta da redução do valor médio associado à classe de betão mais baixa existente em Portugal (B15) pelo fator de segurança (1,5) e de conhecimento (1,35). O valor médio foi estimado adicionando 8 MPa ao valor característico obtido em ensaios com provetes cilíndricos (12 MPa), de acordo com o definido no REBAP (1983) e NP EN 1992-1-1 (2010).
6. O termo relativo à contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço transversal do pilar V_w foi estimado através da taxa da armadura transversal e da tensão média de cedência do respetivo aço de acordo regras definidas no REBAP (1983) ou na NP EN 1992-1-1 (2010).

Em resumo, com base nas simplificações consideradas, a resistência relativa a mecanismos de corte dos pilares pode ser calculada através da expressão (41), em que parte da contribuição do betão passa a ser contabilizada através de uma tensão transversal equivalente (τ_c).

$$V_{c,i} = 0.87 A_{c,i} \left(\tau_c \left[1 - 0.16 \min \left(5, \frac{L_{V,i}}{h_i} \right) \right] + \rho_{w,i} f_{yw} \right) \quad (41)$$

Em que:

$A_{c,i}$ – área da secção transversal do pilar i ;

τ_c – tensão de corte equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, com o valor de 0,24 MPa tendo o mesmo sido deduzido das simplificações referidas nos pontos anteriores;

$L_{V,i}$ – distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão (considera-se $L_{V,i}$ igual a $\frac{1}{2}$ altura

livre do pilar, quando aproximadamente bi-encastrado, ou à altura do pilar, quando em consola);

h_i – dimensão da secção transversal segundo a direção de carga em consideração;

$\rho_{w,i}$ – taxa total da armadura transversal do pilar i ;

f_{yw} – valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1,55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1,15 por um fator de conhecimento de 1,35).

5.3.3 Justificação da expressão alternativa para a resistência ao corte de pilares à proposta pela NP EN1998-3 (2017)

É possível encontrar na literatura diferentes modelos para aproximar a resistência ao corte de elementos de betão armado. A opção pelo modelo contemplado na NP EN1998-3 (2017), definido através da expressão (28), prende-se com o objetivo de procurar harmonizar os diferentes métodos de avaliação. À semelhança da expressão proposta nesta norma, a resistência ao corte proposta na secção 4.7.3 em Priestley *et al.* (2007) depende de 3 componentes, nomeadamente do esforço axial, do betão e das armaduras transversais. De seguida é analisada apenas a componente do betão, uma vez que a componente relativa ao esforço axial não foi contemplada no presente estudo e a relativa às armaduras transversais não apresenta diferenças entre as formulações aqui consideradas.

Assim, a contribuição do betão para a resistência assume a seguinte forma:

$$V_{C,Priestley} = \alpha \beta \gamma \sqrt{f_c} (0.8A_c) \quad (42)$$

em que:

$$1.0 \leq \alpha = 3 - \frac{L_v}{h} \leq 1.5 \quad (43)$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_{tot} \leq 1.0 \quad (44)$$

e γ é um factor que depende da ductilidade expectável dos elementos.

Considerando as mesmas simplificações admitidas para a expressão proposta na NP EN 1998-3 (2017), *i.e.*, $L_v/h = 5$, $\rho_{tot} = 0,5 \%$, $f_c = 10$ MPa e $\gamma = 0,3$ (recomendado para elementos em edifícios existentes sem exploração de ductilidade), verifica-se que:

$$V_{C,Priestley} \cong 0.45 A_c \quad (45)$$

Quando comparada com a expressões (41), a tensão de corte equivalente associada à contribuição do betão para a resistência ao corte proposta por Priestley *et al.* (2007) é aproximadamente 10 vezes superior àquela que resulta das simplificações consideradas a partir da expressão da NP EN 1998 – 3 (2017). Nota-se que, para ambas as expressões, foi considerado o mesmo valor de f_c , pelo que a diferença observada não resulta da consideração de coeficientes de segurança globais ou dos

materiais. Refira-se ainda que o valor obtido pela expressão proposta por Priestley *et al.* (2007) está em linha com os valores apresentados no REBAP (1983) para a mesma classe de betão ($\tau_{1,REBAP} = 0,5$ MPa).

Em resumo, a resistência ao corte de elementos de betão armado estimada através da NP EN 1998 – 3 parece conduzir a uma avaliação significativamente mais conservativa quando comparada com outras expressões semelhantes. No entanto, optou-se por manter a expressão proposta nesta norma por se considerar fundamental que a avaliação através dos métodos expeditos seja compatível com o método de referência (Método III).

5.4 Avaliação da segurança sísmica de acordo com o Método I

De acordo com o Método I, a avaliação da segurança sísmica é realizada com base na percentagem de área de pilares relativamente à área do piso do edifício. À semelhança dos outros métodos, a segurança sísmica é avaliada comparando uma exigência, medida através da percentagem de área de pilares exigida ($A_{PE,j}$), relativamente à área de um dado piso j , para uma dada zona sísmica e tipo de terreno, com a capacidade do edifício, também esta medida em termos da mesma percentagem de área de pilares ($A_{PC,j}$), existentes nesse piso.

Assim, um edifício verifica a segurança sísmica se, para todos os pisos, se verificar:

$$A_{PC,j} \geq A_{PE,j} \quad (46)$$

Como descrito anteriormente, o coeficiente sísmico de um edifício pode ser definido como o quociente entre a resistência para forças horizontais de um dado piso V_H e o peso total do edifício W_E , relativo à combinação sísmica de ações. Admitindo que a resistência de um pilar genérico i pode ser caracterizada através de uma tensão corte equivalente τ_{MI} , é possível estabelecer a seguinte relação:

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{P,ij}}{A_E} \frac{\tau_{MI}}{n w_E} \quad \therefore \quad CS_{C,j} = A_{P,j} \frac{\tau_{MI}}{n w_E} \quad (47)$$

em que:

$\sum_{i=1}^n A_{P,ij}$ – somatório da área de todos os n pilares i de um piso j ;

A_E – área de implantação do edifício;

n – número de pisos do edifício;

w_E – peso por metro quadrado para a combinação sísmica de ações, definido como 8 kN/m^2 , com base nos pressupostos admitidos na Secção 4.1.3;

$A_{P,j}$ – percentagem área de todos os pilares de um piso j .

Tomando por base as exigência em termos de coeficiente sísmico CS_E determinadas na Secção 5.2, é assim possível determinar qual a percentagem de área de pilares requerida A_{PE} de modo a satisfazer

um determinado coeficiente sísmico exigido, bastando para tal quantificar o valor de tensão transversal equivalente τ_{MI} :

$$A_{PE} = \frac{CS_E n w_E}{\tau_{MI}} \quad (48)$$

O valor da tensão transversal equivalente τ_{MI} , compatível com as soluções construtivas esperadas no edificado português, foi determinado com base nas propriedades dos pilares do grupo de edifícios dimensionados apenas para cargas gravíticas (grupo GE1), cujas características se encontram descritas detalhadamente na Secção 4.2. Por outro lado, de modo a que os métodos de avaliação da segurança sísmica expeditos apresentem margens de segurança crescentes relativamente ao método de referência, a resistência para forças horizontais dos pilares foi determinada através das expressões propostas no Método II, apresentadas na Secção 5.3. Assim, para cada pilar i , o valor de $\tau_{MI,i}$ é dado pelo quociente entre a resistência para forças horizontais e a área do pilar $A_{P,i}$:

$$\tau_{MI,i} = \frac{\min(V_{F,i}, V_{C,i})}{A_{P,i}} \quad (49)$$

Os resultados obtidos, considerando uma base de dados de 12 288 pilares, são apresentados na Figura 5.8, juntamente com uma função cumulativa da distribuição normal ajustada aos valores calculados. Como se pode verificar, a distribuição apresenta um bom ajuste aos resultados, tendo verificado o teste de Chi-quadrado para um nível de significância de 1 %.

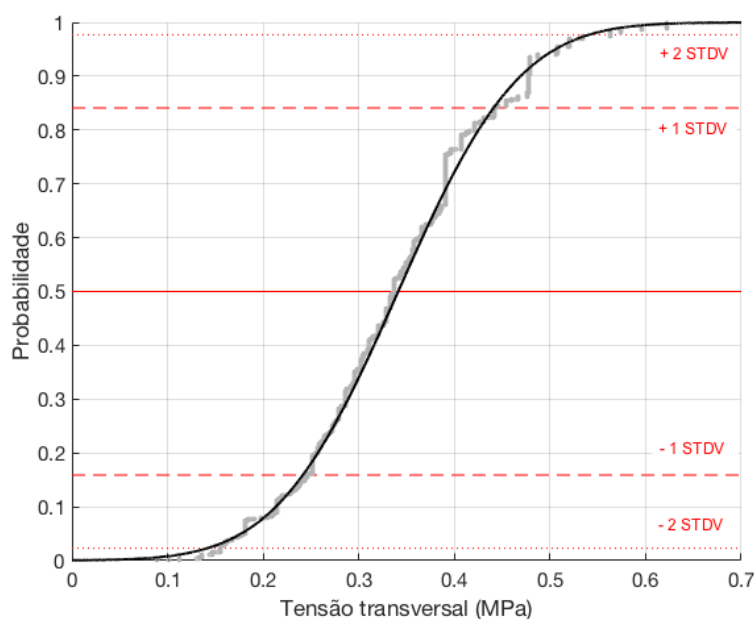


Figura 5.8 – Distribuição cumulativa dos valores de tensão transversal equivalente

A figura anterior mostra que os valores de tensão de corte equivalente variam essencialmente entre 0,15 e 0,55 MPa, apresentando um valor médio de aproximadamente 0,35 MPa. Tendo em conta as simplificações admitidas neste método expedito, tomou-se uma margem de segurança de menos um desvio padrão relativamente ao valor médio, o que conduz a um valor de tensão de $\tau_{MI} = 0,24 \text{ MPa}$.

Importa referir que o valor adotado representa uma estimativa conservativa da tensão de corte equivalente dado que (1) os pilares considerados não apresentam disposições construtivas adequadas para a ação sísmica, apresentando baixas taxas de armadura longitudinal e transversal e (2) a sua resistência é estimada de acordo com as expressões definidas no Método II, que já refletem alguma margem de segurança relativamente às expressões apresentados na NP EN 1998 – 3 (2017), não obstante esta norma introduzir diversos coeficientes de segurança e de conhecimento, conforme referido anteriormente.

Uma vez estimado o valor de τ_{MI} , é então possível determinar a área de pilares necessária de forma a satisfazer as exigências de coeficiente sísmico CS_E para as diferentes zonas sísmicas e tipos de terreno, através da expressão (48). Com base nos valores CS_E apresentados previamente na Tabela 5.4, determinaram-se os valores de A_{PE} , que se encontram resumidos na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Área de pilares exigidas, em percentagem da área de implantação dos edifícios por zona sísmica e tipo de terreno

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	
1.1	0.9	1.2	1.5	1.6	2.1	2.6	2.2	2.9	3.5	2.9	3.6	4.3	Sismo afastado Continente
1.2	0.6	0.9	1.2	1.2	1.7	2.0	1.7	2.3	2.8	2.2	2.9	3.5	
1.3	0.4	0.6	0.8	0.8	1.2	1.5	1.1	1.6	2.0	1.5	2.1	2.5	
1.4	0.2	0.3	0.5	0.4	0.7	0.9	0.6	1.0	1.2	0.8	1.3	1.6	
1.5	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.6	0.4	0.6	0.8	
1.6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.3	0.4	
2.1	0.5	0.7	0.9	0.8	1.1	1.3	1.0	1.3	1.5	1.0	1.3	1.6	Sismo próximo Açores
2.2	0.3	0.5	0.6	0.5	0.8	1.0	0.6	0.9	1.2	0.7	1.0	1.2	
2.3	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.7	0.4	0.7	0.8	0.5	0.7	0.9	Sismo próximo Continente
2.4	0.1	0.1	0.2	0.1	0.3	0.4	0.2	0.3	0.5	0.2	0.4	0.5	
2.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	

Os valores apresentados na tabela anterior referem-se à percentagem de área de pilares relativos ao primeiro piso do edifício uma vez que estes foram calculados com base no coeficiente sísmico global exigido para o edifício.

De modo a ajustar a exigência aos diferentes pisos do edifício, os valores de área de pilares ao nível de cada piso ($A_{PE,j}$) pode ser determinado através da expressão (50), multiplicando o valor de A_{PE} pelo valor do coeficiente η já definido para cada piso e apresentado na Tabela 5.8. Refira-se que à semelhança do que foi considerado para o Método II (ver Secção 5.2), estes coeficientes resultam da consideração de uma distribuição triangular de forças ao longo da altura do edifício.

$$A_{PE,j} = \eta_j A_{PE,1} \quad (50)$$

Tabela 5.8 – Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso em análise

Piso	Número de pisos do edifício			
	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

6 | Aferição dos métodos de avaliação e aplicação a edifícios existentes

6.1 Exemplo de aplicação

O exemplo apresentado neste capítulo pretende descrever de forma objetiva a aplicação dos diferentes métodos de avaliação da segurança sísmica a um edifício real, cujas descrições e desenvolvimentos foram objeto das secções anteriores deste relatório.

6.1.1 Descrição do edifício

Sendo construído nos finais da década de 90 do século passado, o edifício apresenta uma altura total de 12,3 m acima da cota do terreno sendo que o primeiro piso, dedicado a comércio, com 3,3 m de altura tendo 3 m os 3 pisos superiores, para habitação. O edifício possui ainda um piso de estacionamento enterrado cuja deformabilidade lateral poder ser negligenciada, pelo que não foi considerado na avaliação da segurança sísmica.

A planta do edifício apresenta uma área de implantação com aproximadamente 250 m² (12,7 m x 19,8 m), sendo que a área dos pisos acima do R/C é superior em cerca de 24 m² devido a presença de varandas num dos alçados do edifício. A Figura 6.1 e Figura 6.2 apresentam a planta de um andar tipo acima do R/C e um excerto do quadro de pilares retirado do projeto original.

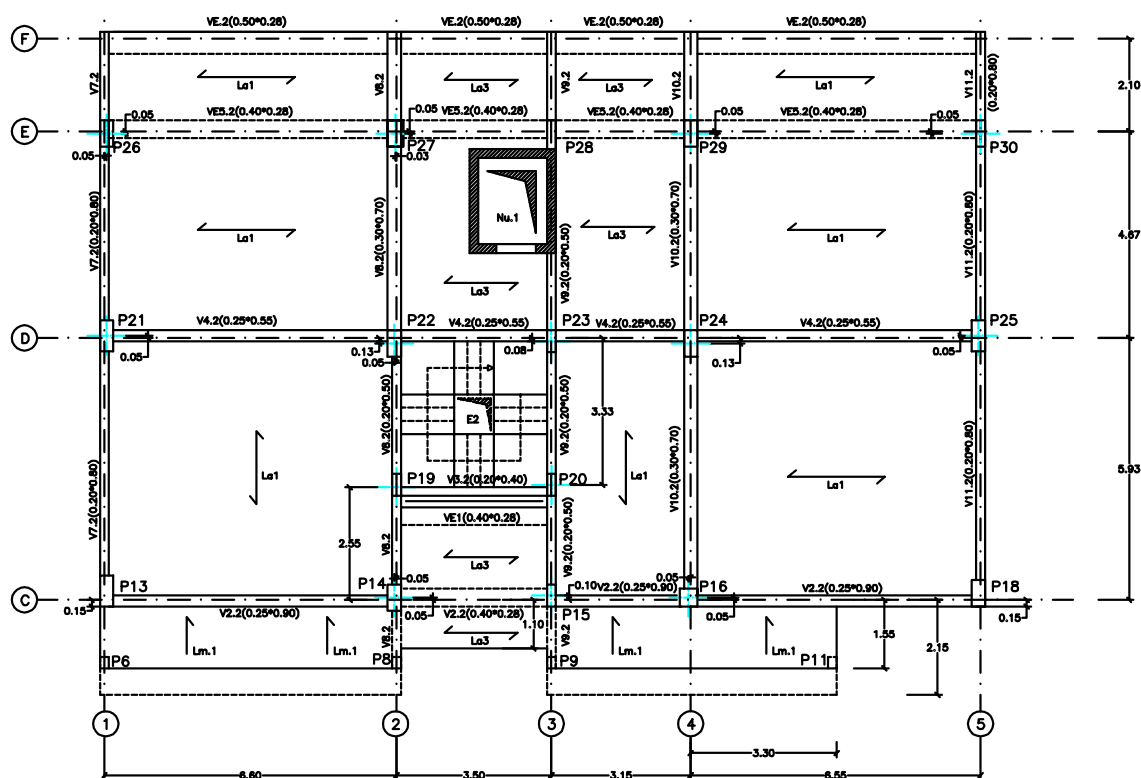


Figura 6.1 – Planta tipo do edifício

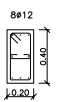
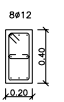
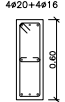
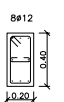
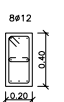
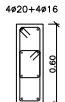
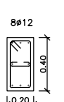
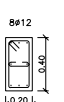
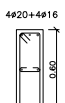
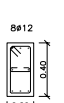
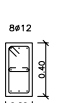
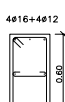
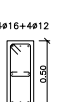
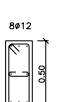
	P18	P19	P20
Cobertura			
Piso 4		cintas: #6//.15	cintas: #6//.15
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
Piso 0			

Figura 6.2 – Excerto de quadro de pilares do edifício – os pilares entre a fundação e o piso 0, não foram considerados uma vez que este piso se encontra enterrado

A estrutura do edifício assenta numa malha de pórticos que se desenvolvem nas duas direções, e que dão suporte às cargas gravíticas. O edifício apresenta ainda uma caixa de elevador que pode conferir alguma resistência e rigidez ao edifício quando sujeito a cargas sísmicas. No entanto, a contribuição desta, bem como das escadas, não foi considerada na avaliação uma vez que os desenhos técnicos e a memória descritiva não apresentam informação necessária relativamente aos materiais e disposições construtivas que permitam garantir que estes elementos se encontram devidamente ligados à restante estrutura resistente do edifício.

Os materiais previstos em projeto são o betão da classe B25 e aço do tipo A400 NR para as armaduras em geral. Dada a impossibilidade de proceder a uma determinação mais precisa, os valores médios foram determinados com base em relações propostas na literatura. No que diz respeito às propriedades do betão, a tensão média foi definida como sendo 8 MPa superior à tensão característica (REBAP; 1983 e NP EN 1998 – 3; 2017). Assim, o betão B25 ($f_{ck, cilindricos} = 20$ MPa) foi modelado com uma resistência à compressão média $f_{cm} = 28$ MPa, sendo que o módulo de elasticidade foi calculado de acordo com a expressão (51), como proposto por Priestley *et al.* (1996).

$$E_c = 4700\sqrt{f_{cm}}, \quad \text{com } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (51)$$

Por sua vez, seguindo as recomendações de Priestley *et al.* (2007), a tensão média das armaduras foi estimada como sendo 1,1 vezes a tensão característica ($f_{ym} = 440$ MPa) e para o módulo de elasticidade assumiu-se um valor de $E_s = 200$ GPa.

6.1.2 Condições de aplicabilidade dos métodos simplificados

De acordo com o procedimento de avaliação proposto, ilustrado na forma de um fluxograma na Figura 1.2, a escolha do método de análise estrutural depende da verificação de determinados critérios relacionados com a classe de importância do edifício, número de pisos, regularidade estrutural, interação com edifícios adjacentes e condições geotécnicas locais. A verificação destas condições encontra-se descrita nas secções seguintes.

6.1.2.1 Classe de importância

Na memória descritiva do projeto, o piso térreo foi dedicado a comércio enquanto os pisos superiores foram destinados a habitação. Assim, de acordo com a Tabela 6.1, o edifício pertence à Classe de Importância II.

Tabela 6.1 – Classes de importância para edifícios (NP EN 1998-1; 2010: 4.2.5)

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante atendendo às potenciais consequências associadas ao seu colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

6.1.2.2 Número de pisos

Apesar do edifício possuir 5 pisos no total, apenas os 4 superiores foram considerados na avaliação da segurança sísmica da estrutura, dado que o piso enterrado se encontra com deslocamentos horizontais relativos às fundações restringidos lateralmente devido ao terreno circundante.

6.1.2.3 Regularidade

De modo a poder ser analisado á luz dos métodos simplificados, o edifício deve satisfazer os critérios de regularidade em planta e em altura. É importante referir que a aparente complexidade deste procedimento, e que resulta essencialmente da necessidade de quantificação das massas a considerar para a ação sísmica, tem de ser realizada independentemente do método de avaliação considerado.

- Regularidade em planta

O edifício apresenta uma distribuição de rigidez horizontal e uma distribuição de massas aproximadamente simétrica em relação aos dois eixos ortogonais. A configuração da planta é compacta, não apresentando recuos, ou avanços, em relação à forma da estrutura principal.

Apesar do sistema de lajes aligeiradas, constituídas por um sistema de vigotas pré-fabricadas, alinhadas preferencialmente ao longo de uma direção (ver Figura 6.1), considera-se que a mesma permite uma distribuição das cargas sísmicas pelos diferentes elementos verticais devido à presença de uma camada de compressão de 4 cm bem como a presença de tarugos com espaçamento máximo inferior a 1.8 m.

O edifício não apresenta uma esbelteza em planta ($\lambda = L_{max}/L_{min}$) pronunciada, sendo a relação entre as duas dimensões ortogonais ($\lambda \approx 19.8 / 10.6 = 1.9$) bastante inferior ao limite de 4.

A avaliação da regularidade em planta deve compreender ainda a verificação de dois critérios segundo as duas direções principais do edifício:

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad (52)$$

$$r_x \geq l_s \quad (53)$$

em que:

e_{ox} - distância entre o centro de rigidez (CR) e o centro de gravidade (CG), medida segundo as duas direções ortogonais em que CR e CG são dados por:

$$X_{CG} = \frac{\sum x_i m_i}{\sum m_i} \quad Y_{CG} = \frac{\sum y_i m_i}{\sum m_i} \quad (54)$$

$$X_{CR} = \frac{\sum x_i k_{y,i}}{\sum k_{y,i}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum y_i k_{x,i}}{\sum k_{x,i}} \quad (55)$$

em que k representa a rigidez horizontal dos elementos verticais, podendo ser aproximada para elementos bi-encastados (esquerda) em consola (direita) por :

$$k_x = \frac{12EI_y}{l^3} \quad k_x = \frac{3EI_y}{l^3} \quad (56)$$

Para a generalidade das situações, os pilares apresentam as mesmas condições de fronteira, altura e materiais, pelo que, nestas condições, o centro de rigidez pode ser estimado apenas com base na inércia I e localização dos elementos verticais.

r_x - raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez horizontal na direção y ("raio de torção"), dado por:

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum (x^2 k_y + y^2 k_x)}{\sum k_{y,i}}} \quad r_y = \sqrt{\frac{\sum (y^2 k_x + x^2 k_y)}{\sum k_{x,i}}} \quad (57)$$

em que l_s é o raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso M) dado por:

$$l_{s,x} = \sqrt{\frac{I_{o,x}}{M}} \quad l_{s,y} = \sqrt{\frac{I_{o,y}}{M}} \quad (58)$$

Nota-se que, de acordo com o teorema dos eixos paralelos, a inércia de cada segmento do piso em relação ao centro de massa do piso é dada pela expressão (59), em que d é a distância do centro de massa de cada secção em relação ao centro de massa do piso (M_i).

$$I_{o,x} = \sum (I_{x,i} + M_i d_{y,i}^2) \quad I_{o,y} = \sum (I_{y,i} + M_i d_{x,i}^2) \quad (59)$$

De seguida é apresentada uma breve descrição dos passos considerados para a verificação da regularidade em planta do edifício.

Uma forma expedita de determinar o CM passa por determinar o valor da massa correspondente à massa tributária associada a cada pilar. Com base na localização de cada pilar (x_i, y_i) e nas correspondentes massas associadas (m_i), o centro de massa (CM) pode ser calculado para as duas direções através da expressão (54).

Enquanto a localização dos pilares possa ser imediata, a quantificação das massas a considerar para a combinação sísmica deve merecer alguma atenção. De acordo com a cláusula 3.2.4 da NP EN 1998 – 3 (2017), os efeitos da inércia resultante da ação sísmica de cálculo devem ter em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (60)$$

em que $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j , P é o valor representativo de uma ação de pré-esforço, A_{Ed} é o valor de cálculo de uma ação sísmica e $Q_{k,i}$ o valor característico da uma ação variável acompanhante i .

Na expressão anterior, o coeficiente de combinação $\psi_{E,i}$ tem em conta a possibilidade de as cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura durante a ocorrência de um sismo, bem como o facto de apenas parte destas massas poderem participar no movimento da estrutura, devido à ligação não rígida entre estas e a estrutura. Por esta razão, é importante realçar que a combinação anterior deve ser considerada apenas para estimar as massas que vão estar sujeitas a acelerações impostas pelos

sismos. Por outro lado, a estimativa do peso resultante da aceleração da gravidade deve considerar a mesma combinação, mas substituindo o coeficiente $\psi_{E,i}$ por coeficiente $\psi_{2,i}$.

O coeficiente $\psi_{E,i}$ é determinado através da expressão (64), em que φ tem em conta o tipo de ocupação nos diferentes pisos e ψ_2 é um fator que reduz as ação variável de acordo com a categoria do edifício (cláusula 6.3 da NP EN 1991-1-1 (2009)).

$$\psi_{E,m} = \varphi \psi_{2,m} \quad (61)$$

Assim, para os três primeiros pisos foi adotado $\varphi_{1-3} = 0.5$ correspondente a pisos com ocupações independentes e para o último piso, coincidente com a cobertura, foi definido que $\varphi_4 = 1$ (ver Tabela 6.2).

Tabela 6.2 – Valores de φ para calculo de $\psi_{E,m}$ (NP EN 1998-1; 2010)

Tipo de ação variável	Piso	φ
	Cobertura	1.0
Categorias A-C*	Pisos com ocupações correlacionadas	0.8
	Pisos com ocupações independentes	0.5
Categorias D-F* e arquivos		1.0

* Categorias definidas na NP EN 1991-1-1:2009.

Por outro lado, dado que o piso dedicado ao comércio se localiza no piso térreo, e portanto sem impacto no comportamento sísmico, o edifício pertence à Categoria A (Tabela 6.3), pelo que $\psi_2 = 0.3$. De acordo com a mesma tabela, para a cobertura deve ser adotado um valor de $\psi_2 = 0$.

Tabela 6.3 – Valores de ψ_2 para edifícios (NP EN 1990-1; 2010)

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga em edifícios (ver NP EN 1991-1-1 (2009))			
Categoria A: zonas de habitação	0.7	0.5	0.3
Categoria B: zonas de escritórios	0.7	0.5	0.3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0.7	0.7	0.6
Categoria D: zonas comerciais	0.7	0.7	0.6
Categoria E: zonas de armazenamento	1.0	0.9	0.8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0.7	0.7	0.6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 30 kN	0.7	0.5	0.3
Categoria H: coberturas	0	0	0

Nota: Os valores de Ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional.

No que diz respeito à quantificação das ações permanentes (G), estas foram definidas com base na memória descritiva do projeto original. De acordo com a mesma, o peso volúmico dos elementos de betão armado é de 25 kN/m^3 , o peso próprio de revestimentos e enchimentos de lajes de 1 kN/m^2 e o peso próprio das paredes divisórias e equipamento fixo é comparado a uma carga uniformemente distribuída de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Embora não seja conhecida a solução de pavimento aligeirado de vigotas considerado, foi definida uma carga de $3,5 \text{ kN/m}^2$, o que representa um limite superior do intervalo geralmente considerado para este tipo de pavimento (tipicamente entre $2,5$ e $3,5 \text{ kN/m}^2$). Foi ainda considerada uma ação permanente de 2 kN/m^2 ¹ associada ao peso próprio dos pilares e vigas. Em síntese, foi adotada uma carga total permanente de $G = 8 \text{ kN/m}^2$.

Quanto às cargas variáveis, dado que o edifício pertencente à *Categoria A*, foi definida uma carga uniforme (q) para os pisos de 2 kN/m^2 , e para as varandas foi adotado um valor de 5 kN/m^2 (ver Tabela 6.4). O valor adotado para as varandas resulta da nota definida na NP EN 1991 – 1-1 (2009), segunda a qual deve ser considerada uma carga de pelo menos 5 kN/m^2 numa faixa de 1 m de largura. Dado que as varandas do presente edifício variam entre 1.1 e 1.55 m , optou-se por considerar uma carga de 5 kN/m^2 para a totalidade da área das varandas.

A Tabela 6.5 apresenta um sumário dos valores de carga e dos coeficientes adotados para o cálculo das cargas horizontais.

Tabela 6.4 – Valores das ações variáveis uniformes (q) e concentradas (Q) para edifícios (NP EN 1991-1-1; 2009)

<i>Categoria de zonas carregadas</i>	$q_k \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$Q_k \text{ (kN)}$
Pavimentos		
<i>Categoria A</i>	2.0	2.0
<i>Categoria B</i>	3.0	4.0
<i>Categoria C</i>		
C1	3.0	4.0
C2	4.0	4.0
C3	5.0	4.0
C4	5.0	7.0
C5	6.0	4.5
<i>Categoria D</i>		
D1	4.0	4.0
D2	5.0	6.0
Varandas	Ver a Nota 1	Ver a Nota 3
Escadas	Ver a Nota 2	Ver a Nota 3
Nota 1: Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente com um mínimo de 5.0 kN/m^2 numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito.		
Nota 2: Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente com um mínimo de 3.0 kN/m^2 .		
Nota 3: Deve adotar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.		

¹ Este valor pode ser estimado de uma forma mais precisa multiplicando o volume dos elementos estruturais pelo peso volúmico comumente adotado para o BA, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Se o analista optar por desenvolver um modelo numérico este valor pode ser facilmente determinado de uma forma automática. Caso contrário pode ser considerado um valor adicional de pelo menos 2 kN/m^2 .

Tabela 6.5 – Valores das cargas e coeficientes sísmicas adotados

$G \text{ (kN/m}^2\text{)}$	8
$q_{\text{piso}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	2
$q_{\text{varanda}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	5
ψ_2	0.3
$\psi_{2,\text{cobertura}}$	0
φ^{1-3}	0.5
$\varphi_{\text{cobertura}}$	1

De acordo com o disposto anteriormente, e com base na expressão (62), estimou-se que o peso total do edifício a considerar para a ação sísmica seja de aproximadamente $W_E = 9600 \text{ kN}$.

$$W_E = \sum_{i=1}^n (w_{E,j} A_{s,j}) \quad (62)$$

em que:

$w_{E,j}$ – peso por área resultante da combinação sísmica de ações determinado através da expressão (60);

$A_{s,j}$ – área do piso j .

Os cálculos indicam que o centro de massa localiza-se aproximadamente nas coordenadas (9,7 m , 7,2 m) em relação ao vértice inferior esquerdo do edifício (coincidente com o vértice exterior da varanda inferior esquerda). Quanto ao centro de rigidez (X_{CR} , Y_{CR}), este pode ser determinado considerando a rigidez de flexão elástica de cada pilar, admitindo que este se encontra encastrado nas duas extremidades, expressão (56).

Após aplicação do procedimento anterior constatou-se que o edifício satisfaz as condições de regularidade, uma vez que verifica as seguintes condições:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \rightarrow 0,4 \leq 2,3 \quad (63)$$

$$e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y \rightarrow 0,2 \leq 4,6 \quad (64)$$

$$r_x \geq l_{s,x} \rightarrow 7,6 \geq 4,0 \quad (65)$$

$$r_y \geq l_{s,y} \rightarrow 15,2 \geq 5,7 \quad (66)$$

- Regularidade em altura

No que diz respeito à regularidade em altura, o edifício não apresenta irregularidades relativamente à geometria global do edifício.

Ainda assim, os elementos verticais resistentes apresentam uma redução progressiva da sua secção transversal com o aumento dos pisos. Nota-se que, uma vez que a verificação da segurança deve ser realizada para todos os pisos, a eventual redução excessiva das secções dos elementos verticais é verificada automaticamente aquando da aplicação dos métodos simplificados (Método I e II) para os diferentes pisos.

6.1.2.4 *Interação com edifícios adjacentes*

O edifício em análise encontra-se num extremo de uma banda de edifícios com o mesmo número de pisos, não apresentando junta sísmica na fronteira com o edifício adjacente. No entanto, os diferentes pisos do edifício não apresentam desníveis em relação aos pisos do edifício adjacente, não sendo, portanto, expectável a ocorrência de danos locais decorrentes da eventual interação com o edifício adjacente.

Nos casos em que existam desníveis ao nível dos pisos que não verifiquem as condições definidas na secção 2.4, seria necessário garantir a existência de uma junta com pelo menos 2,2 % da altura do edifício mais baixo.

6.1.2.5 *Condições geotécnicas locais*

O edifício está fundado em terrenos que se enquadram nas características de terreno tipo B, pelo que não existem restrições quanto a aplicação dos diferentes métodos de avaliação.

6.1.2.6 *Conclusões relativas à aplicabilidade dos métodos simplificados*

Com base na verificação dos critérios descritos anteriormente, o edifício pode ser avaliado através de uma avaliação expedita, nomeadamente através dos Métodos I e II.

De seguida são apresentados os procedimentos a adotar de acordo com os Métodos III, II e I, considerando valores da ação sísmica relativos a 4 zonas sísmicas, nomeadamente zona sísmica 1.1, 1.3, 1.5 e 1.6.

6.1.3 *Avaliação estrutural de acordo com o Método III de referência*

Para a verificação da segurança através do Método III, foi definido um modelo numérico do edifício no programa computacional de análise estrutural SeismoStruct (Seismosoft; 2016) em que cada membro estrutural (vigas e pilares) foi modelado com 1 elemento de fibras com formulação em forças (vulgo *force-based elements*). Cada elemento considera 5 pontos de integração, de acordo com as recomendações de Calabrese *et al.* (2010), permitindo ainda modelar adequadamente as variações de secção nas extremidades das vigas, sem necessidade de subdividir o elemento. No que diz respeito aos materiais, foi considerado o modelo constitutivo de Mander *et al.* (1988) para o betão e o de Menegotto e Pinto (1973) para as armaduras longitudinais. Os efeitos de confinamento foram

considerados de forma implícita no modelo de betão, através de um coeficiente de confinamento, cujo valor depende essencialmente da taxa de armadura transversal das secções.

As ações verticais foram consideradas através da definição de forças ao longo das vigas que suportam as vigotas da laje aligeirada, sendo que as massas associadas à ação sísmica foram modeladas através de massas pontais localizadas nos nós viga-pilar. Estas massas foram definidas apenas segundo as duas direções horizontais e a sua modelação serve apenas para a definição da matriz de massa necessária para a realização das análises modais a cada passo da análise estática adaptativa. Nota-se que a estimativa destes valores não inclui o peso próprio das vigas e pilares, uma vez que este é tido em consideração explicitamente pelo modelo numérico.

6.1.3.1 Definição da ação sísmica

De acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010) a ação sísmica pode ser representada através de um espectro de resposta elástico que reflete a perigosidade sísmica do local e terreno de implantação do edifício, sendo este definido através das expressões (8) a (13), previamente apresentadas na Secção 3.3. A Figura 6.3 apresenta os espectros de resposta relativos às 4 zonas sísmicas consideradas para um período de retorno de 475 anos e admitindo um terreno do tipo B.

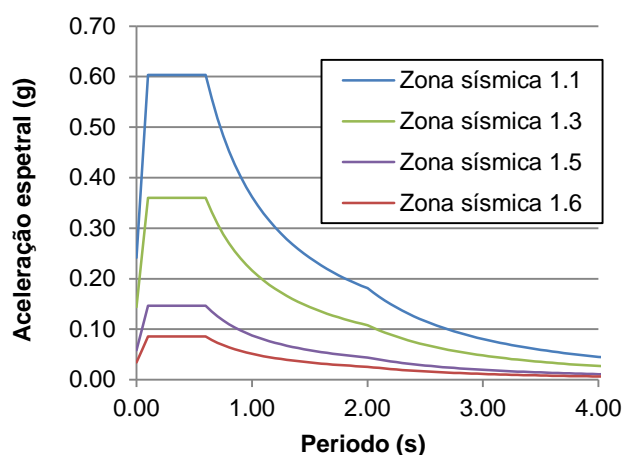


Figura 6.3 – Espectro de resposta para o sismo Tipo 1, afastado, considerando terreno do tipo B em diferentes zonas sísmicas de sul para norte do Continente, NP EN 1998 – 1 (2010).

De acordo com a NP EN 1998 – 3 (2017), a avaliação de edifícios existentes pertencentes à classe de importância II, deve ser realizada para o estado limite de danos severos (SD). Assim, de acordo com a mesma norma, para uma ação sísmica Tipo I, o espectro deve ser reduzido para 75 % do valor máximo de referência adotado para edifícios novos (ver Tabela 6.6).

Tabela 6.6 – Valores do coeficiente multiplicativo da ação sísmica de referência (475 anos) para a obtenção da ação sísmica associada a três estados de limite de verificação segurança de edifícios existentes (NP EN 1998-3; 2017)

Estado limite	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
Colapso iminente (NC)	1.00	1.00	1.00
Danos severos (SD)	0.75	0.84	0.89
Limitação de dano (DL)	0.29	0.47	0.59

6.1.3.2 Definição da resistência do edifício

Neste Método, a resistência do edifício é estimada através de um modelo numérico avançado que permite explorar o comportamento não-linear dos elementos de BA, recorrendo a análises não-lineares, sejam elas estáticas (“pushover”) ou dinâmicas. Neste exemplo foi considerado uma análise estática adaptativa, que permite atualizar a magnitude do carregamento lateral em função das alterações do comportamento dinâmico da estrutura que, por sua vez, depende da evolução do dano estrutural. A Figura 6.4 apresenta uma imagem do modelo numérico definido no programa de análise estrutural SeismoStruct (Seismosoft; 2016).

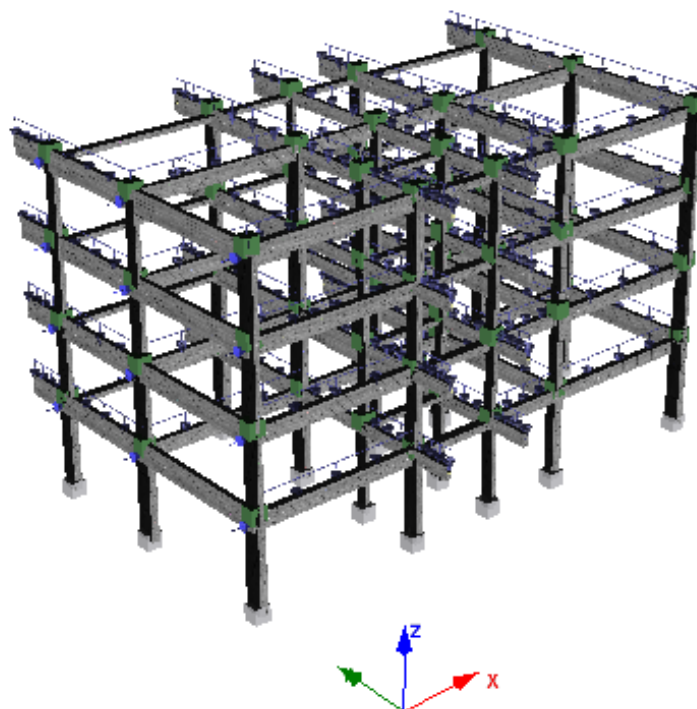


Figura 6.4 – Modelo numérico do edifício existente

Uma vez realizadas as análises nas duas direções e definida a curva de capacidade, os pontos de desempenho correspondentes aos diferentes níveis de perigosidade sísmica considerados foram determinados de acordo com o *Método N2*, sugerido na NP EN 1998 – 1 (2010). Estes pontos de

desempenho permitem identificar o instante, ao longo da curva de capacidade, correspondente à solicitação imposta pela ação sísmica, representada através do espectro de resposta regulamentar.

A estrutura satisfaz os requisitos de segurança se, para esse instante, os efeitos das ações forem inferiores à resistência regulamentar em cada elemento estrutural. Esta verificação deve ser feita em termos de mecanismos frágeis e dúcteis, nomeadamente através da resistência ao corte (V_R) e a rotação da corda última (θ_u), definidas de acordo com as expressões propostas na NP EN 1998 – 3 (2017). A este propósito, deve ser referido que o valor da rotação da corda última a considerar para o estado limite de danos severos (estado limite a considerar para edifícios da classe de importância II) pode ser assumido como $\frac{3}{4}$ do valor de resistência que resulta da expressão (29). No que diz respeito à resistência a mecanismos de corte, não deve ser realizada nenhuma redução em relação ao valor determinado através da expressão (28).

É importante notar que estas expressões apresentam vários coeficientes de segurança que podem reduzir substancialmente a resistência dos elementos. Assim, o valor da resistência deve ser globalmente reduzido através de um fator de confiança $\gamma_{el} = 1,15$ e $\gamma_{el} = 1,5$ para a expressão da resistência ao corte e rotação da corda última, respetivamente.

Complementarmente, a resistência dos materiais (betão e aço) deve ser reduzida através de dois coeficientes: o coeficiente parcial para as propriedades dos materiais e o coeficiente de conhecimento. O primeiro diz respeito ao coeficiente comumente adotado para os materiais em fases de dimensionamento e, de acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010) e a NP EN 1992-1-1 (2010), deve ser $\gamma_C = 1,5$ e $\gamma_S = 1,15$ para o betão e para o aço, respetivamente.

Por outro lado, a resistência média dos materiais deve ainda ser reduzida em função do grau de conhecimento das propriedades dos materiais. O coeficiente pode admitir os valores $CF_{KL3} = 1$, $CF_{KL2} = 1,2$ ou $CF_{KL1} = 1,35$ à medida que o conhecimento das propriedades dos materiais é progressivamente mais baixo.

Por fim, se os elementos não apresentarem disposições de dimensionamento sísmico (e.g. estribos fechados com ganchos dobrados a 135°) a capacidade de rotação da corda última deve ser reduzida através da multiplicação por um fator de 0,825 (NP EN 1998-3; 2017). No presente caso foi admitido que os estribos foram dobrados a 135°.

A Figura 6.5 apresenta a curva de capacidade para as duas direções juntamente com a identificação do primeiro instante em que a solicitação de um determinado elemento supera a sua resistência regulamentar relativamente ao estado limite de dano severo para os mecanismos de flexão e de corte.

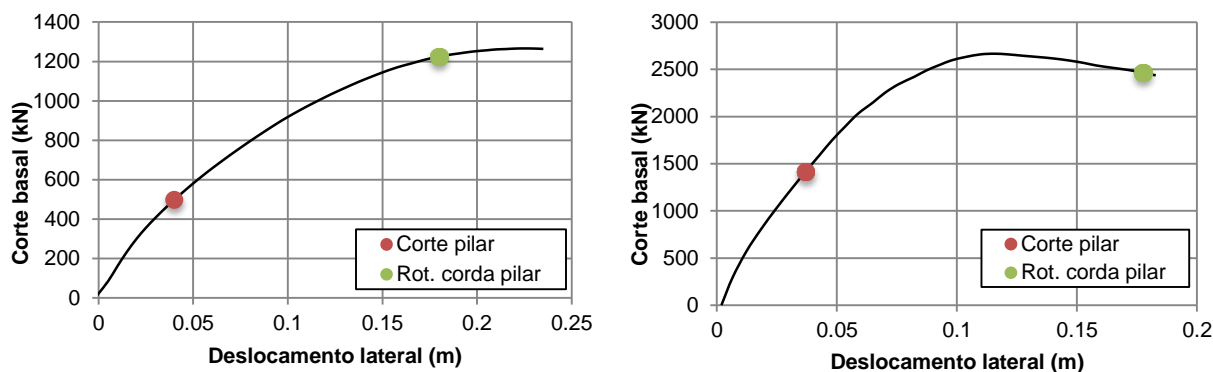


Figura 6.5 – Curvas de capacidade e primeira rotura de pilares em corte e flexão segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita)

Apesar da avaliação dever ser conduzida para todos os elementos estruturais, nesta secção a verificação da capacidade dos elementos é realizada apenas ao nível dos pilares. Esta opção está relacionada com o facto de a calibração dos métodos simplificados ter sido realizada considerando apenas estes elementos, pelas razões previamente defendidas.

6.1.3.3 Verificação da segurança sísmica

De acordo com o Método III a verificação da segurança sísmica consiste em comparar os efeitos das ações correspondentes ao ponto de desempenho com a resistência dos elementos estruturais relativamente às forças de corte e rotação da corda.

Na Figura 6.6 são apresentados os pontos de desempenho determinados para as diferentes zonas sísmicas consideradas juntamente com o instante em que ocorreu a primeira rotura de um pilar (cruz vermelha na figura).

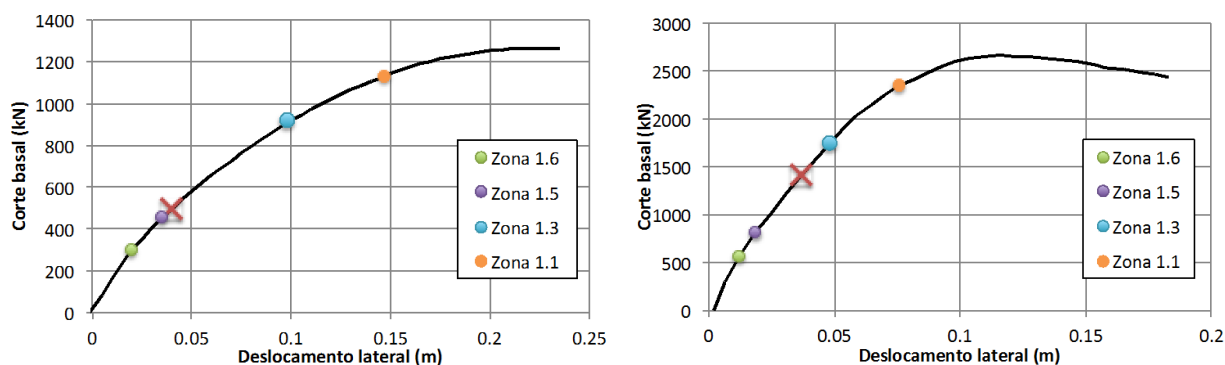


Figura 6.6 – Curvas de capacidade e pontos de desempenho para diferentes zonas sísmicas segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita)

Os resultados apresentados nas figuras anteriores indicam não ser expectável que os pilares apresentem deformações excessivas independentemente da zona sísmica considerada uma vez que os diferentes pontos de desempenho ocorrem para um deslocamento global inferior ao esperado aquando da excedência da capacidade dos pilares em termos de rotação da corda última. Por outro

lado, nas zonas de maior sismicidade é previsível a ocorrência de roturas por corte nos pilares, nomeadamente para as zonas sísmicas 1.1 e 1.3.

Apesar de nos gráficos anteriores ser indicado a ocorrência da primeira rotura, é importante referir que no instante correspondente ao ponto de desempenho, a solitação pode superar a resistência em diversos elementos. A Figura 6.7 representa o instante coincidente com o ponto de desempenho associado à zona 1.3, indicando, a vermelho, os pilares onde a solitação superou o valor da resistência ao corte regulamentar.

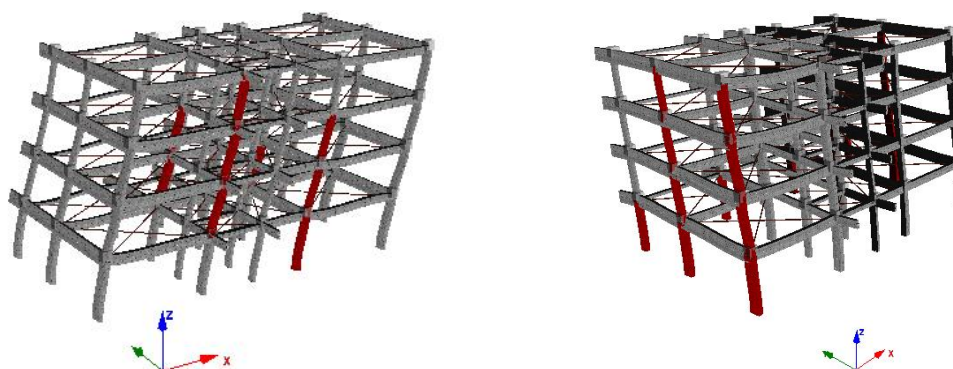


Figura 6.7 – Progressão do dano na estrutura segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita) para o ponto de desempenho associado à zona sísmica 1.3 – a vermelho os pilares que apresentam rotura regulamentar

6.1.4 Avaliação de acordo com o Método II

6.1.4.1 Definição da ação sísmica

No Método II, a ação sísmica é definida através de um coeficiente sísmico exigido (CS_E) associado às diferentes sismicidades e condições geotécnicas locais. Estes valores encontram-se definidos na Tabela 5.4, sendo que, para as zonas sísmicas consideradas e terreno tipo B, os valores encontram-se resumidos na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Exigência estrutural em termos de coeficiente sísmico e corte basal para as diferentes zonas sísmicas

Zona Sísmica	CS_E
1.1	0.27
1.3	0.16
1.5	0.06
1.6	0.02

Uma vez identificado o nível de exigência, é possível determinar o valor de coeficiente sísmico exigido ao nível de cada piso através da expressão (67), multiplicando o valor global (Tabela 6.7) pelos diferentes valores do coeficiente η apresentado na Tabela 6.8, relativos aos edifícios de 4 pisos.

A Tabela 6.9 apresenta o resumo dos valores de coeficiente sísmico a considerar ao nível de cada piso ($CS_{E,j}$).

$$CS_{E,j} = \eta_j CS_E \quad (67)$$

Tabela 6.8 – Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso em análise

Piso	Número de pisos do edifício			
	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabela 6.9 – Coeficiente sísmico exigido em função da zona sísmica para os diferentes pisos do edifício em análise

Piso	Zona sísmica			
	1.1	1.3	1.5	1.6
4	0.11	0.06	0.02	0.01
3	0.19	0.11	0.04	0.01
2	0.24	0.14	0.05	0.02
1	0.27	0.16	0.05	0.02

6.1.4.2 Determinação da capacidade do edifício

A capacidade resistente global de um edifício pode ser expressa em termos de coeficientes sísmicos ($CS_{C,j}$), definidos como o rácio entre a resistência $V_{H,j}$ de cada piso j e o peso total do edifício acima do piso j , sendo que o valor da resistência $V_{H,j}$ deve refletir a possibilidade dos elementos estruturais do piso desenvolverem um mecanismo de flexão ($V_{F,i}$) ou de corte ($V_{C,i}$). Esta capacidade pode ser expressa através da seguinte expressão:

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i})}{\sum_{j=1}^n (w_{E,j} A_{s,j})} \quad (68)$$

em que $w_{E,j}$ é o peso por unidade área resultante da combinação sísmica de ações e $A_{s,j}$ é a área do piso j .

A determinação dos valores da resistência associada aos dois mecanismos é descrita nos pontos seguintes:

- **Mecanismo de flexão**

A resistência à flexão de cada pilar pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$V_{F,i} = 1.24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0.73} \quad (69)$$

em que:

b_i, h_i - largura e altura da secção transversal do pilar i ;

$\rho_{l,i}$ - taxa total da armadura longitudinal do pilar i ;

f_{yl} - valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais;

$L_{v,i}$ - distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão, considerado igual a metade da altura do pilar dado que estes se podem considerar bi-encastados.

Tomando como exemplo o Pilar 20 apresentado na Figura 6.2, o valor de $V_{F,20}$, pode ser facilmente determinado para as duas direções principais do edifício, como ilustrado na Tabela 6.10. Recorda-se que, de acordo com a memória descritiva do projeto, foi ainda considerado um aço A400 ($f_{yl} = 440$ MPa), e a altura do pilar no primeiro piso e nos restantes é de $L_1 = 3.3$ m e $L_n = 3$ m, respetivamente.

Tabela 6.10 – Valores de $V_{F,20}$ tomando como o exemplo as propriedades do Pilar 20, para os diferentes pisos e direções principais do edifício

Piso	L_x (m)	L_y (m)	A_c (m ²)	Varões	Φ_L (m)	A_s (m ²)	ρ_L (%)	$V_{F,20,x}$	$V_{F,20,y}$
4	0.2	0.4	0.08	8	0.012	0.0009	1.13	22.5	37.4
3	0.2	0.4	0.08	8	0.012	0.0009	1.13	22.5	37.4
2	0.2	0.4	0.08	8	0.012	0.0009	1.13	22.5	37.4
1	0.2	0.5	0.1	8	0.012	0.0009	0.90	21.0	41.0

• Mecanismo de corte

A capacidade dos elementos verticais associado ao desenvolvimento de mecanismos de corte ($V_{C,i}$) pode ser estimado através da expressão (70).

$$V_{C,i} = 0.87 A_{c,i} \left(\tau_c \left[1 - 0.16 \min \left(5, \frac{L_{v,i}}{h_i} \right) \right] + \rho_{w,i} f_{yw} \right) \quad (70)$$

Em que:

$A_{c,i}$ – área da secção transversal do pilar i ;

τ_c – tensão transversal equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, tomada como 0,24 MPa;

$L_{v,i}$ – distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão. Pode considerar-se $L_{v,i}$ igual a metade da altura do pilar quando bi-encastado ou à altura total do pilar quando em consola;

h_i – dimensão da secção transversal segunda a direção de carga em consideração;

$\rho_{w,i}$ – taxa total da armadura transversal;

f_{yw} – valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1,55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1,15 por um fator de conhecimento de 1,35).

Assim, tomando uma vez mais o Pilar 20 como exemplo, foi determinado o valor da resistência associado ao mecanismo de corte segundo as duas direções principais, e cujos valores se encontram na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Valores de $V_{c,20}$ tomando como o exemplo as propriedades do Pilar 20, para os diferentes pisos e direções principais do edifício

Piso	Φ_w (m)	ramos _x	ramos _y	s (m)	$\rho_{w,x}$ (%)	$\rho_{w,y}$ (%)	$V_{c,20,x}$	$V_{c,20,y}$
4	0.006	3	2	0.15	0.14	0.19	31.3	43.9
3	0.006	3	2	0.15	0.14	0.19	31.3	43.9
2	0.006	3	2	0.15	0.14	0.19	31.3	43.9
1	0.006	3	2	0.15	0.11	0.19	32.1	56.4

6.1.4.3 Verificação da segurança sísmica

Uma vez estimada a resistência do pilar para os dois mecanismos (Tabela 6.12), identificou-se aquele que condiciona a resistência do elemento, *i.e.*, o mecanismo que conduz ao valor mínimo das duas resistências, para os diferentes pisos e segundo as duas direções.

Tabela 6.12 – Valores de resistência ao corte e flexão do Pilar 20, segundo as duas direções principais, de acordo com o Método II

Piso	$V_{F,20,x}$	$V_{F,20,y}$	$V_{c,20,x}$	$V_{c,20,y}$
4	22.5	37.4	31.3	43.9
3	22.5	37.4	31.3	43.9
2	22.5	37.4	31.3	43.9
1	21.0	41.0	32.1	56.4

A força horizontal resistente ao nível de cada piso $V_{H,j}$ pode então ser estimada considerando a soma da resistência de todos os pilares do mesmo piso. Os resultados obtidos para o edifício em análise são apresentados na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 – Valores da capacidade do edifício, medida em termos coeficiente sísmico, de acordo com o Método II

Piso	$V_{H,j,x}$ (kN)	$V_{H,j,y}$ (kN)	$CS_{c,x}$	$CS_{c,y}$	CS_c
4	488	781	0.05	0.08	0.05
3	513	835	0.05	0.09	0.05
2	542	923	0.06	0.10	0.06
1	732	1127	0.08	0.12	0.08

Com base nos resultados obtidos, e resumidos na Tabela 6.14, é possível verificar que, de acordo com o Método II, o edifício verifica a segurança sísmica apenas nas zonas sísmicas 1.5 e 1.6, dado que apenas nestas o valor da capacidade ao nível de cada piso é igual ou superior ao valor da exigência.

Tabela 6.14 – Verificação da segurança de acordo com o Método II para diferentes zonas sísmicas

Piso	Exigência				Capacidade
	Zona 1.1	Zona 1.3	Zona 1.5	Zona 1.6	CS_c
4	0.11	0.06	0.02	0.01	0.05
3	0.19	0.11	0.04	0.01	0.05
2	0.24	0.14	0.05	0.02	0.06
1	0.27	0.16	0.05	0.02	0.08

6.1.5 Avaliação de acordo com o Método I

De acordo com o Método I, a segurança sísmica é avaliada através da comparação da percentagem de área de pilares ao nível de cada piso com o valor exigido para cada zona sísmica e tipo de terreno.

6.1.5.1 Definição da ação sísmica

Neste método a ação sísmica é definida em termos de área mínima de pilares em relação à área do piso (A_{PE}). Para as zonas sísmicas e tipo de terreno considerado, os valores de percentagem de área exigida encontram-se resumidos na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 – Valores da exigência estrutural, medida em percentagem de área de pilares, para as diferentes zonas sísmicas

Zona Sísmica	A_{PE} (%)
1.1	3.6
1.3	2.1
1.5	0.6
1.6	0.3

Uma vez identificada a exigência em termos de percentagem de área de pilares, é possível determinar o valor a considerar para cada piso do edifício através da expressão (71), multiplicando o valor global (Tabela 6.15) pelos coeficientes apresentados na Tabela 6.8, relativos aos edifícios de 4 pisos. A Tabela 6.16 apresenta o resumo dos valores de $A_{PE,j}$.

$$A_{PE,j} = \eta_j A_{PE} \quad (71)$$

Tabela 6.16 – Área de pilares exigida em percentagem da área de implantação do edifício para os diferentes pisos em função da zona sísmica

Piso	Zona sísmica			
	1.1	1.3	1.5	1.6
4	1.4	0.8	0.2	0.1
3	2.5	1.5	0.4	0.2
2	3.2	1.9	0.5	0.3
1	3.6	2.1	0.6	0.3

6.1.5.2 Definição da capacidade do edifício

De acordo com este método, a capacidade do edifício é definida simplesmente através da medição da percentagem de área de pilares em cada piso. Estes valores encontram-se resumidos na Tabela 6.17.

Tabela 6.17 – Valores do somatório área de pilares medidos nos diferentes pisos do edifício, expressos em percentagem relativamente à área de implantação do edifício

Piso	A_{PC} (%)
4	0.6
3	0.7
2	0.8
1	0.9

6.1.5.3 Verificação da segurança sísmica

Com base nos resultados obtidos, e resumidos na Tabela 6.18, é possível verificar que, de acordo com o Método I, o edifício verifica a segurança sísmica apenas nas zonas sísmicas 1.5 e 1.6, dado que apenas para estas o valor da capacidade é igual ou superior ao valor da exigência, em todos os pisos do edifício.

Tabela 6.18 – Verificação da segurança de acordo com o Método I para diferentes zonas sísmicas

Piso	Exigência ($A_{PE,j}$)				Capacidade
	Zona 1.1	Zona 1.3	Zona 1.5	Zona 1.6	$A_{PC,j}$
4	1.4	0.8	0.2	0.1	0.6
3	2.5	1.5	0.4	0.2	0.7
2	3.2	1.9	0.5	0.3	0.8
1	3.6	2.1	0.6	0.3	0.9

6.1.6 Discussão dos resultados obtidos através dos diferentes métodos

Nas secções anteriores a resistência sísmica de um edifício existente de 4 pisos foi avaliada de acordo com os diferentes métodos de avaliação propostos. Quando analisado à luz do método de referência (Método III), verificou-se que o edifício apresenta vulnerabilidades associadas a mecanismos de corte ao nível dos seus pilares pelo que o edifício não verificou a segurança para as zonas sísmicas 1.1 e 1.3. A aplicação dos Métodos I e II ao mesmo edifício permitiu verificar que estes métodos conduzem aos mesmos resultados obtidos com o Método III, não obstante a sua aplicação ser bastante mais simples e rápida.

6.2 Aferição dos métodos de avaliação

De modo a aferir a precisão e consequente aplicabilidade dos métodos expeditos, os edifícios gerados no âmbito da análise de fiabilidade (ver capítulo 4), foram avaliados de acordo com os diferentes métodos de avaliação sísmica, nomeadamente o método correspondente aos procedimentos definidos na NP EN 1998-3 (2017) - Método III, neste contexto definido como a avaliação de referência e os dois métodos expeditos propostos neste documento - Método I e II.

Os resultados desta análise refletem mais de 40 000 simulações para cada método de avaliação, que resultam da avaliação de 1 254 edifícios para 33 intensidades sísmicas, correspondentes a todas as zonas sísmicas e aos três primeiros tipos de terrenos, conforme definidas na NP EN 1998-1 (2010).

A aplicação pelos três métodos de avaliação ao total das análises referidas conduziu às percentagens de situações de falta de segurança sísmica expressas na Tabela 6.19.

Tabela 6.19 – Percentagens de situações de não verificação da segurança estrutural face à ação sísmica

	Método I	Método II	Método III
1 Piso	41%	25%	16%
2 Pisos	48%	28%	24%
3 Pisos	46%	27%	27%
4 Pisos	42%	26%	25%

A tabela anterior indica que os métodos I, II e III estão, nesta ordem, ordenados do mais conservador para o menos conservador e que, as percentagens de situações de falta de segurança obtidas com os diferentes métodos não variam significativamente com o número de pisos.

As percentagens na Tabela 6.19 são apenas globais, ou seja, não desagregados em termos dos graus da sismicidade das zonas sísmicas nem tão pouco discriminam as situações em que os métodos expeditos são mais, ou menos, conservativos em relação ao método de referência. Com o objetivo de aferir os métodos expeditos I e II, propostos neste documento, face ao Método III foi construída a Tabela 6.20.

Em primeiro lugar foram contabilizados os casos em que os métodos expeditos conduzem a resultados que divergiam dos obtidos pelo método de referência e que se definem como resultados “não conformes” como se indica na segunda e quinta coluna da Tabela 6.20 para o método I e II,

respetivamente. Subsequentemente foram contabilizadas as percentagens de situações de não conformidade que se devam considerar como “falsos positivos” e “falsos negativos”; 3ª e 4ª colunas e 5ª e 6ª colunas, para falsos positivos e falsos negativos e, Método II e I, respetivamente.

Mais concretamente considera-se como verdadeiro (V) “o edifício cumpre com os requisitos de segurança sísmica” expressos de acordo com um dado método, e como falso (F) o seu contrário. Assim, interessa contabilizar todas as situações em que cada método expedito conduz a um resultado falso (F), quando o método de referência indica que é verdadeiro (V) – *falso negativo* e, também, as situações em que aquele método resultou num verdadeiro (V), quando o método de referência o indicou como falso (F) – *falso positivo*. Todos os outros casos (V&V ou F&F) correspondem a situações em que o método expedito foi assertivo.

Tabela 6.20 – Resultados dos testes de confiança para os dois métodos expeditos de avaliação da segurança sísmica (Método I e II) em relação ao método de referência (Método III)

Zona Sísmica	Método II			Método I			
	N conforme	F&V	V&F	N conforme	F&V	V&F	
1.1	14.3%	16.4%	83.6%	23.8%	0.2%	99.8%	Sismo afastado Continente
1.2	11.3%	52.5%	47.5%	18.8%	0.8%	99.2%	
1.3	15.0%	36.8%	63.2%	20.9%	0.3%	99.7%	
1.4	16.1%	35.4%	64.6%	22.0%	2.3%	97.7%	
1.5	13.3%	39.9%	60.1%	21.0%	0.8%	99.2%	
1.6	13.4%	33.7%	66.3%	23.2%	1.9%	98.1%	
2.1	15.9%	35.3%	64.7%	22.7%	1.8%	98.2%	Sismo próximo Açores
2.2	13.2%	54.5%	45.5%	19.0%	1.3%	98.7%	
2.3	16.5%	34.2%	65.8%	24.1%	1.0%	99.0%	Sismo próximo Continente
2.4	13.4%	46.5%	53.5%	20.6%	1.3%	98.7%	
2.5	11.9%	45.5%	54.5%	21.1%	0.3%	99.7%	
	14.0%	38.5%	61.5%	21.6%	1.1%	98.9%	Total Nacional

Notas:

“N conforme” - percentagens das situações de avaliação sísmica obtidas para cada método de avaliação expedita e que conduziram a resultados não concordantes com a avaliação de segurança sísmica de referência indicado no NP EN 1998-1 (2010) para cada zona sísmica.

F & V - percentagens de situações que geraram *falsos positivos* tomadas relativamente ao total dos casos **N conforme** obtidos para cada um dos métodos expeditos e cada zona sísmica.

V & F - percentagens de situações que geraram *falsos negativos* tomadas relativamente ao total dos casos **N conforme** obtidos para cada um dos métodos expeditos e cada zona sísmica.

Um *falso positivo* obtido por um método expedito, corresponde deste modo a uma situação mais grave (F&V, resultado não conservativo) do que um *falso negativo* (V&F, resultado conservativo) uma vez que é atribuída, pelo método expedito no primeiro caso, uma avaliação de segurança sísmica suficiente quando o método de referência a indica como insuficiente. Por outro lado, se um método expedito conduz a muitos *falsos negativos* esse método pode ser considerado como excessivamente conservativo. No presente contexto o ideal para um método expedito corresponde a percentagens de *falsos positivos* e *falsos negativos* próximos de zero.

A Tabela 6.20 apresenta as percentagens de *falsos positivos* e *falsos negativos* obtidos para as simulações acima referidas, tomando por base de normalização todas as situações em que os métodos conduziram a avaliações de não conformidade na contabilização das percentagens de falsos negativos e falsos positivos.

A análise dos valores apresentado no Tabela 6.20 permite aferir as percentagens de situações não conforme originadas pelos métodos expeditos, face aos resultados obtidos pelo método de referência, e que são de 14 % e 21,6 % para o Método II e I, respetivamente, considerando todas as zonas sísmicas.

Além disso, a análise dos valores percentagens não conformes desagregados por zonas sísmicas daquelas é bastante uniforme para todas as zonas sísmicas em ambos os métodos com valores em torno dos valores globais anteriormente mencionados. Assim pode concluir-se que a rigor dos métodos não depende da sismicidade das zonas e é mais assertivo no método II, como tinha sido estabelecido como pré-requisito.

Apesar de as percentagens anteriores, serem relativamente elevadas os métodos expeditos apresentam mais casos de avaliações conservativas (61,5% e 98,9% para métodos II e I respetivamente) do que não conservativas. Ou seja, a atribuição de resistência sísmica adequada, quando o método de referência o considerou não adequado, situação menos conservativa, foi praticamente inexistente no caso do Método I (0,2 %) e muito baixa no Método II (5,4 %).

Em conclusão, pode afirmar-se que a aplicação futura dos métodos de avaliação sísmica expeditos propostos neste estudo deverão conduzir a resultados idênticos, embora tendencialmente conservativos, relativamente às avaliações que se poderiam realizar através dos procedimentos definidos na NP EN 1998-3 (2017).

7 | Conclusões

O presente trabalho apresenta um estudo probabilístico com vista à definição de um procedimento expedito para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado e que resultou de uma iniciativa da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) à qual o LNEC deu total apoio tendo sido realizado ao abrigo do *Protocolo de Colaboração no âmbito do Estudo de Procedimentos para Certificação Sísmica de Edifícios Existentes*, de 2014, de cooperação entre ambas as instituições.

Para tal, foi criado um contexto representativo do edificado de betão armado existente em Portugal através do levantamento das principais propriedades geométricas bem como dos diferentes procedimentos de dimensionamento considerados desde meados do século XX.

A modelação e análise sísmica destes edifícios, através de análises estáticas não lineares, permitiu estabelecer uma relação entre o coeficiente sísmico e a fiabilidade estrutural para os diferentes níveis de ação sísmica que caracterizam o território nacional. Os mesmos edifícios foram ainda avaliados à luz dos princípios da NP EN 1998 – 3 (2017), permitindo estabelecer um nível de fiabilidade consentâneo com este procedimento. Este nível de fiabilidade foi tido como referência para a calibração dos métodos de avaliação expeditos, permitindo estabelecer níveis de exigência, quantificados através de um coeficiente sísmico, para as diferentes zonas sísmicas, tipo de terreno e número de pisos de edifícios.

Numa segunda fase, foi desenvolvida uma expressão analítica com vista à estimativa do coeficiente sísmico de edifícios de betão armado apenas com base em propriedades geométricas (Método I) e também mecânicas (Método II) dos seus pilares. A comparação desta capacidade com a exigência permite aferir a segurança sísmica dos edifícios existentes de uma forma tendencialmente conservativa em relação à NP EN 1998 – 3 (2017), satisfazendo, ao mesmo tempo, um critério de isofiabilidade estrutural.

Dado o carácter simplificado dos métodos expeditos foi ainda definido uma série de critérios que condicionam a aplicabilidade destes métodos e que pretendem excluir edifícios que apresentem características que possam conduzir a roturas localizadas ou a um comportamento sísmico pouco previsível.

Com o intuito de ilustrar a simplicidade de aplicação, bem como atestar a compatibilidade dos resultados obtidos através dos diferentes métodos expeditos, estes foram aplicados na avaliação de um edifício existente de 4 pisos. Este exemplo permitiu verificar que os métodos expeditos conduzem a resultados consentâneos com o método de referência, apesar dos seus procedimentos de avaliação serem bastante simples e de rápida aplicação.

Por fim, a rigor dos métodos foi aferida com base na realização de mais de 40 000 simulações que compreenderam variações ao nível dos edifícios, e intensidade da ação sísmica. Esta análise permitiu verificar que em 86 % (Método II) e 78,4 % (Método I) das situações os resultados obtidos pelos métodos expeditos conduzem à mesma avaliação da metodologia proposta na NP EN 1998 – 3

(2017), sendo que, dos casos em que tal não se verifica, apenas em 5,4 % e 0,2 % das situações (para o Método II e I, respetivamente), os métodos expeditos conduzem a avaliações menos conservativas que as obtidas pela metodologia de referência.

Lisboa, LNEC, fevereiro de 2019

VISTO

O Diretor do Departamento de Estruturas



José Manuel Catarino

AUTORIA



Romain Ribeiro de Sousa

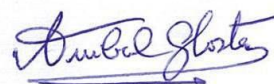
Bolseiro de Investigação



Alfredo Campos Costa

Investigador Principal

Chefe do Núcleo de Engenharia Sísmica e
Dinâmica de Estruturas



Aníbal Guimarães Costa

Professor Catedrático

Departamento de Engenharia Civil da
Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Este estudo foi também resultado de numerosos contributos e opiniões expressas por muitos investigadores ligados à área de estruturas, dos quais se destacam os engenheiros Eduardo Cansado Carvalho e Artur Ravara e os professores Júlio Appleton, António Costa, Jorge Proença, Rita Bento, Rui Calçada, Humberto Varum e Nelson Vila Pouca.

Também se reconhece o apoio demonstrado pela Secretaria de Estado do Ambiente na pessoa do Secretário de Estado Adjunto e da Mobilidade professor José Mendes e do arquiteto João Branco Pedro, assessor da Secretaria de Estado da Habitação, que demonstraram grande interesse pelo desenvolvimento do estudo desde o seu início.

Referências

- ANTONIOU, S; PINHO, R., 2004 – **Development And Verification Of A Displacement-Based Adaptive Pushover Procedure**. Journal of Earthquake Engineering, 8(5), 643-661.
- CALABRESE A.; ALMEIDA, J.P.; PINHO, R., 2010 – **Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frames Elements for Seismic Analysis**. Journal of Earthquake Engineering, 14(S1), 38-68.
- CALVI, G.M.; PINHO, R.; MAGENES, G.; BOMMER, J.J.; RESTREPO-VÉLEZ, L.F.; CROWLEY, H., 2006 – **Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years**. ISET Journal of Earthquake Technology, 472, 43(3), 75-104.
- CAMPOS COSTA, A., 1993 – **A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas**. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- CORNELL, C. A.; JALAYER, F.; HAMBURGUER, R. O.; FOUTCH, D. A., 2002 – **Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines**. Journal of Structural Engineering, Vol. 128, nº 4, pp. 526-533.
- COSTA, A., 1989 – **Análise Sísmica de Estruturas Irregulares**. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- D'ARGA E LIMA, J.; MONTEIRO, V.; MUN, M., 1985 – **Betão Armado. Esforços Normais e de Flexão. (REBAP – 83)**. Publicação LNEC, Lisboa, Portugal.
- EPPO, 2013 – **Code of Interventions (KAN.EPE.)**. Earthquake Planning and Protection Organization (EPPO), Athens, Greece.
- FAJFAR, P.; FISCHINGER, M., 1988 – N2 – **A method for non- linear seismic analysis of regular buildings**. Proc. da 9ª Conferencia Mundial de Engenharia Sísmica, Tokyo, Kyoto, Vol.5, 111-116.
- FEMA P-154, 2015 – **Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook**. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA.
- FEMA-350, 2000 – **Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings**. FEMA-350, SAC Joint Venture. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA.
- FEMA-440, 2005 – **Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures**. FEMA-440. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA.
- FERRY BORGES, J.; CASTANHETA, M., 1985 – **Structural safety**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Curso 101, 3ª Edição, Lisboa, Portugal.
- FURTADO, A.; COSTA, C.; AREDE, A.; RODRIGUES, H., 2015 – **Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls**. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 20(4), 396–411.
- HAZUS, 2012a – **Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model**. HAZUS® MH 2.1, Technical Manual. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA.

- HAZUS, 2012b – **Earthquake loss estimation methodology**. HAZUS® MH 2.1, Advanced Engineering Building Module. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA.
- INE, 2012 – **Censos 2011 - Resultados Definitivos – Portugal**. Instituto Nacional de Estatística, Lisboa.
- JBDPA, 1990 – **Standard for seismic capacity assessment of existing reinforced concrete buildings**. Japanese Building Disaster Prevention Association, , Ministry of Construction, Tokyo, Japan.
- JCSS, 2001 – **Probabilistic model code**. The Joint Committee on Structural Safety.
- MATLAB, 2016 – **Matlab R2016a**. The MathWorks, Inc. Disponível em: <https://www.mathworks.com>.
- MORETTI, M.; TASSIOS, T., 2007 – **Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: experimental results**. Engineering Structures, 29(8), 2018-2029.
- MENEGOTTO, M.; PINTO, P., 1973 – **Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending**. Symposium Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisboa, Portugal.
- MANDER, J.; PRIESTLEY, N.; PARK, R., 1988 – **Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete**. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No.8, p. 1804–1826.
- NP EN 1990, 2009 – **Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas**. Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1991-1-1, 2009 – **“Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúnicos, pesos próprios, sobrecargas em edifício**. IPQ-Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1992-1-1, 2010 – **Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Part 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**. Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1998-1, 2010 – **Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios**. Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1998-3, 2017 – **Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios**. Instituto Português da Qualidade.
- PETINGA, J.D.; PRIESTLEY, M.J.N., 2005 – **Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design**. IUSS Press, Pavia, Italy.
- PINTO, P. E.; GIANNINI, R.; FRANCHIN, P., 2004 – **Seismic reliability analysis of structures**. IUSS Press, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Pavia, Itália.
- PRIESTLEY, N.; SEIBLE F.; CALVI G.M., 1996 – **Seismic design and retrofit of bridges**. Wiley, New York.
- PRIESTLEY, N.; CALVI, G. M.; KOWALSKY, M. J., 2007 – **Displacement-Based Seismic Design of Structures**. IUSS Press, Pavia, Italy.
- RBA, 1935 – **Regulamento para o Emprego de Betão Armado**. Decreto-Lei N.º 4036, Lisboa, Portugal.

- REBA, 1967 – **Regulamento de Estruturas de Betão Armado**. Decreto-Lei N.º 47723, Lisboa, Portugal.
- REBAP, 1983 – **Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado**. Decreto-Lei N.º 349-C/83, Lisboa, Portugal.
- RODRIGUES L., 2009 – **Metodologias simplificadas de avaliação sísmica de edifícios de BA**. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro.
- RSA, 1983 – **Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes**. Decreto Lei nº 235/83 de 31 de Maio e Decreto Lei nº 357/85 de 2 de Setembro. Imprensa Nacional - Casa da Moeda, Lisboa, Portugal.
- Seismosoft, 2016 – **SeismoStruct 2016 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures**. Disponível em: <http://www.seismosoft.com>.
- SILVA, V.; CROWLEY, H.; VARUM, H.; PINHO, R., 2014a – **Seismic risk assessment for mainland Portugal**. Bulletin of Earthquake Engineering, 13(2), 429-457.
- SILVA, V.; CROWLEY, H.; VARUM, H.; PINHO, R.; SOUSA, L., 2014b – **Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model**. Bulletin of Earthquake Engineering, 13(5), 1455–1490.
- SOUSA, M. L., 2006 – **Risco Sísmico em Portugal Continental**. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- SOUSA, R.; COSTA, A.; CAMPOS COSTA, A.; ROMÃO, X.; CANDEIAS, P., 2017 – **Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente**. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, 3(3), 105-114.
- SOUSA, R.; ALMEIDA, J.P.; CORREIA, A.A.; PINHO, R., 2017 – **Shake Table Blind Prediction Tests: Contributions for Improved Fiber-based Frame Modelling**. Journal of Earthquake Engineering.
- SPENCE, R., 2004 – **Risk and regulation: can improved government action reduce the impacts of natural disasters?**. Building Research & Information, 32(5), 391-402.
- TEZCAN, S.; BAL, I.; GULAY, F., 2011 – **P25 scoring method for the collapse vulnerability assessment of R/C buildings**. Journal of the Chinese Institute of Engineers, 34(6), 769-781.

Anexos

ANEXO I

Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade estrutural face à ação sísmica

Neste anexo são apresentados os gráficos que estabelecem a relação entre o coeficiente sísmico e o índice de fiabilidade estrutural face à ação sísmica para os edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos. Nos gráficos seguintes são ainda indicados os edifícios que apresentam pelo menos um pilar que não verifica o mecanismo de flexão de acordo com a NP EN 1998-3 (2017).

Figura I.1 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 1 piso, para as zonas sísmicas 1.1 e 1.2

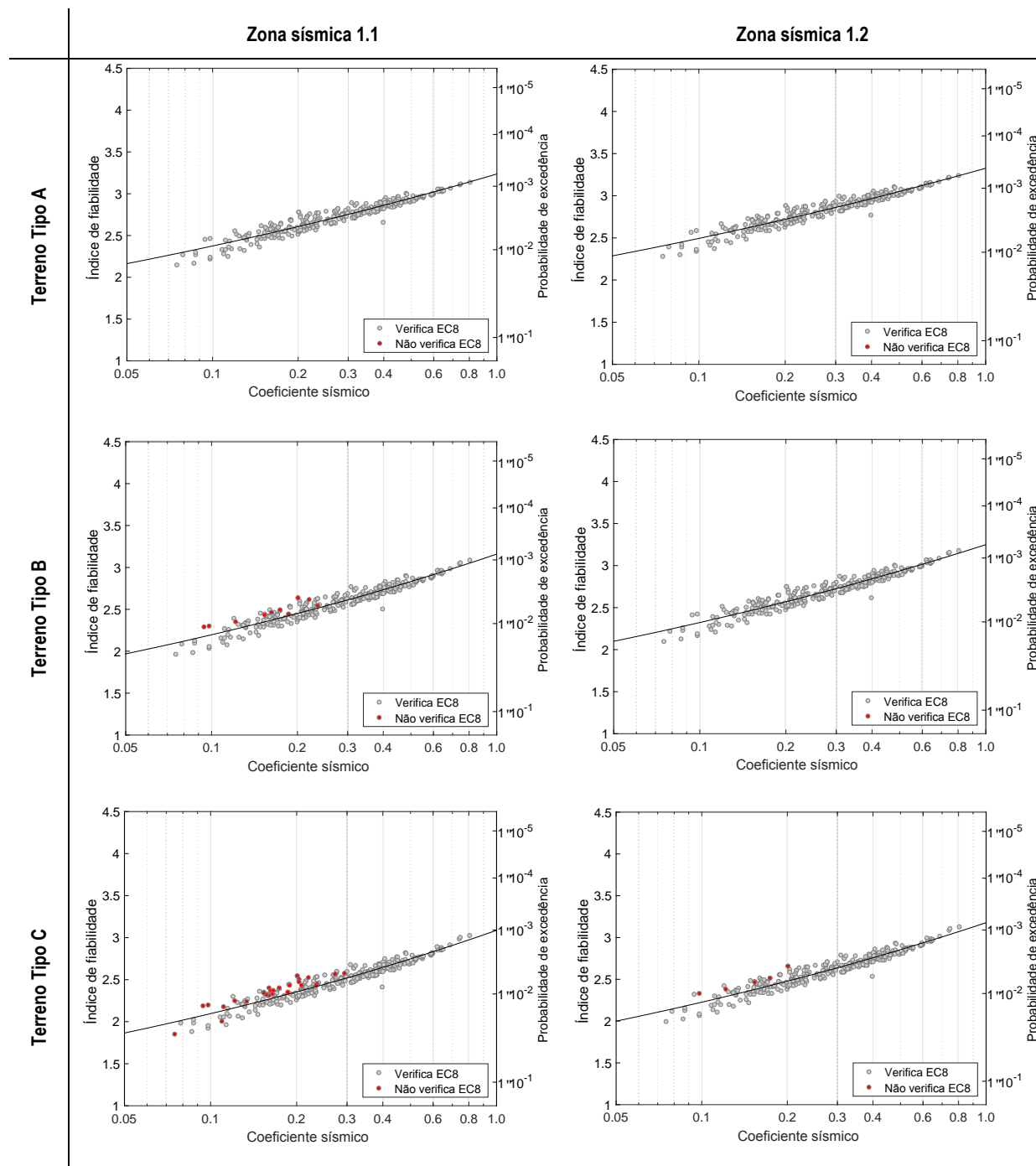


Figura I.2 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 1 piso, para as zonas sísmicas 1.3 e 1.4

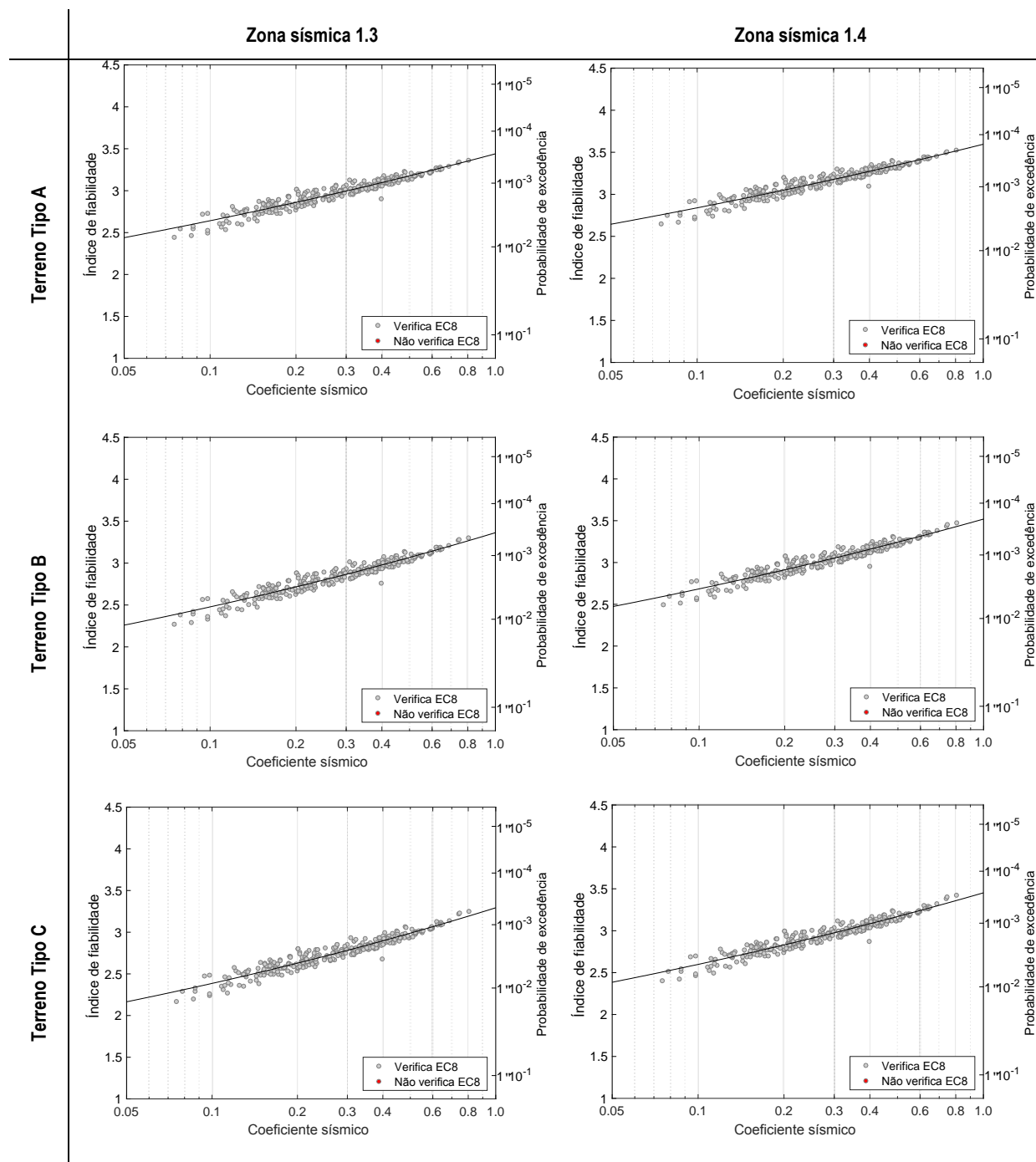


Figura I.3 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 1 piso, para as zonas sísmicas 1.5 e 1.6

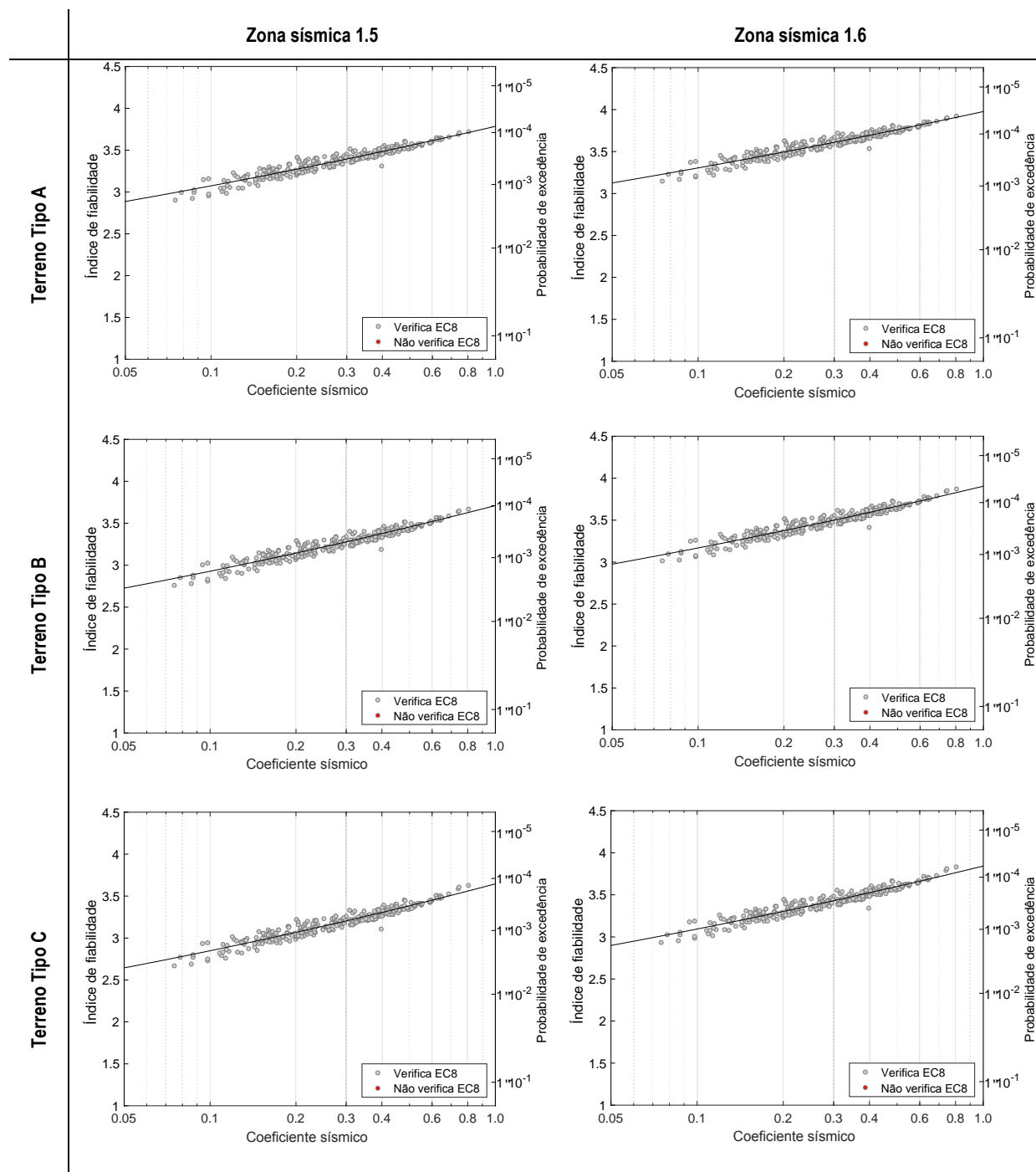


Figura I.4 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 1 piso, para as zonas sísmicas 2.1 e 2.2

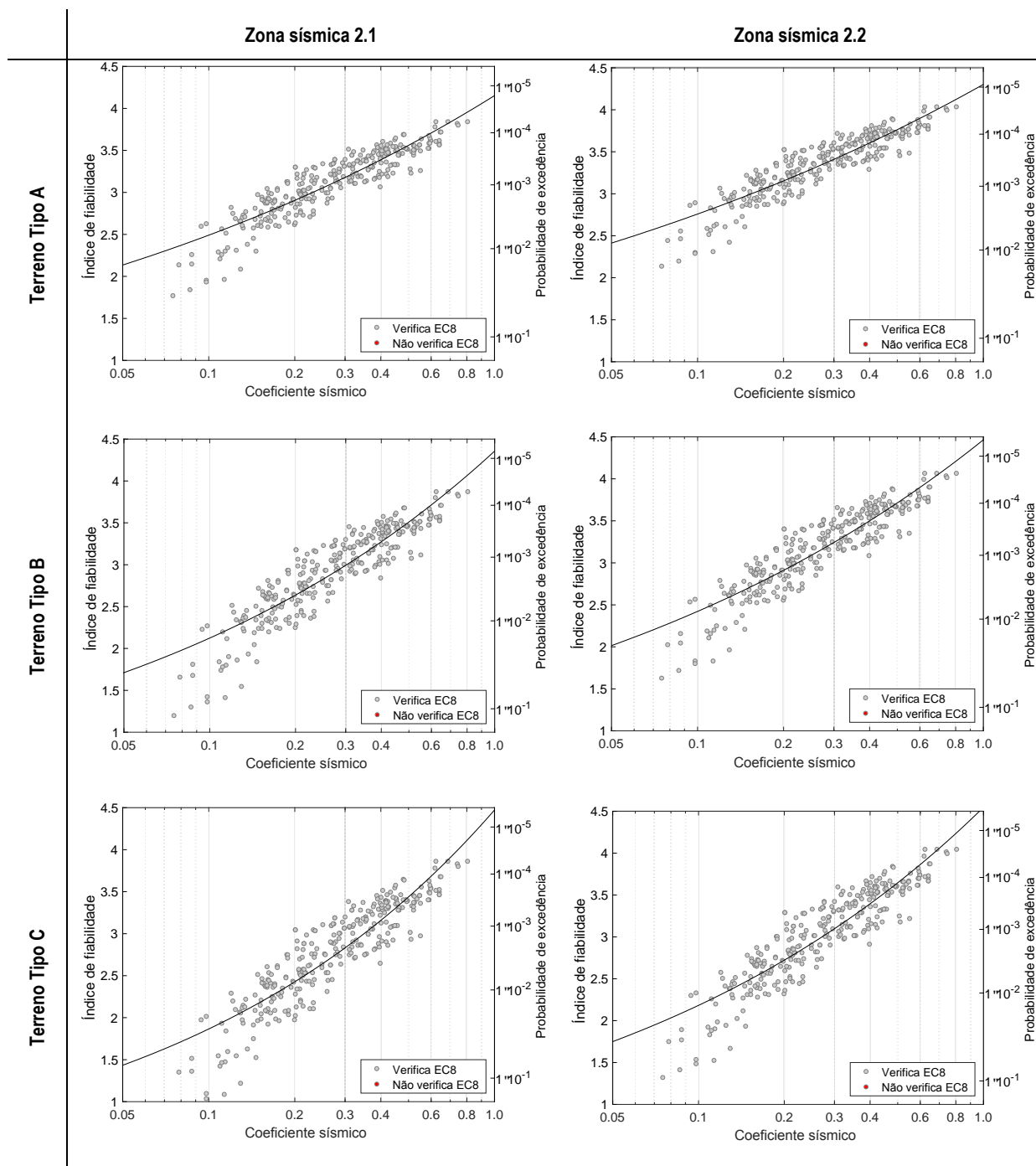


Figura I.5 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 1 piso, para as zonas sísmicas 2.3 e 2.4

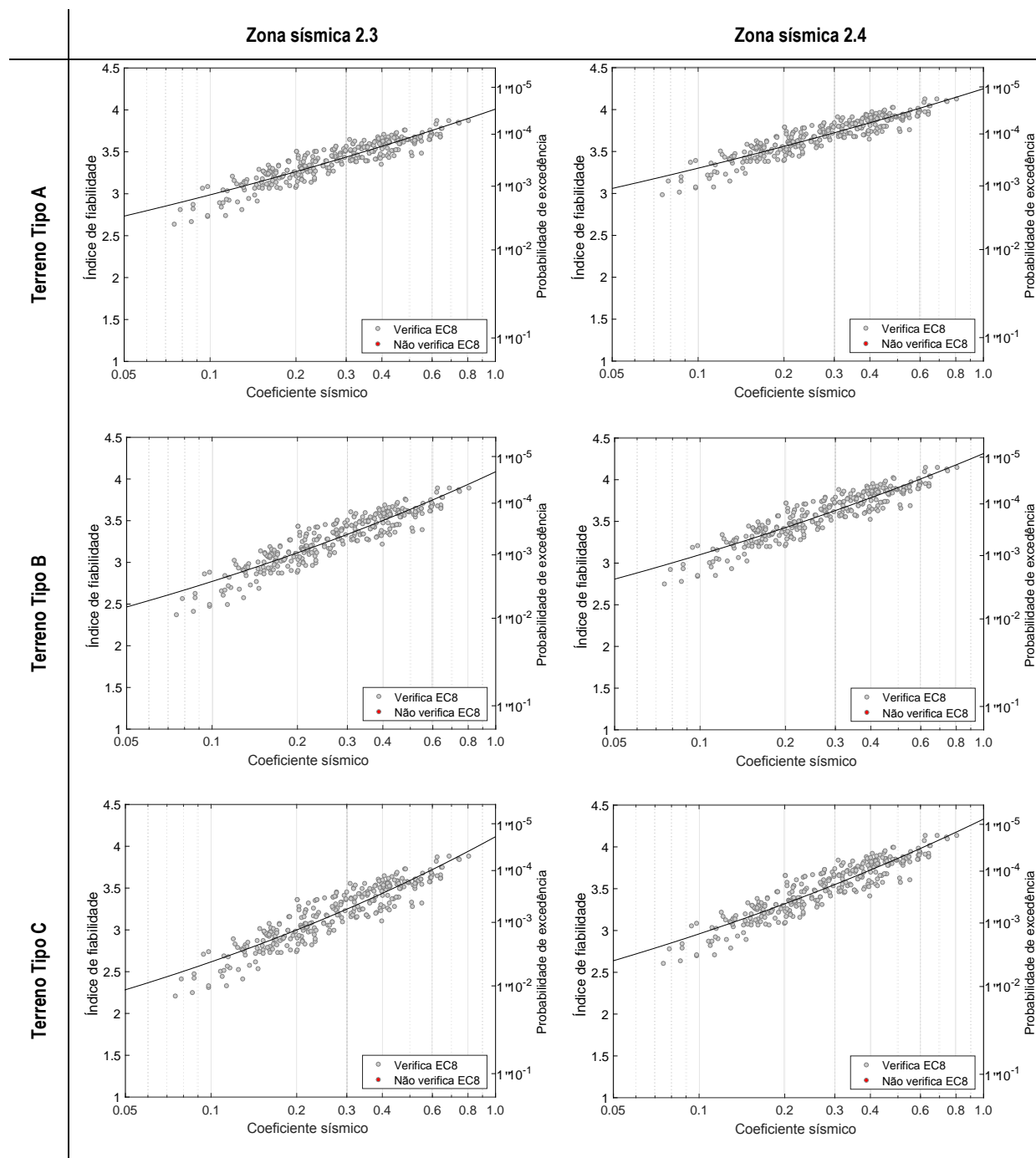


Figura I.6 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 1 piso, para a zona sísmica 2.5

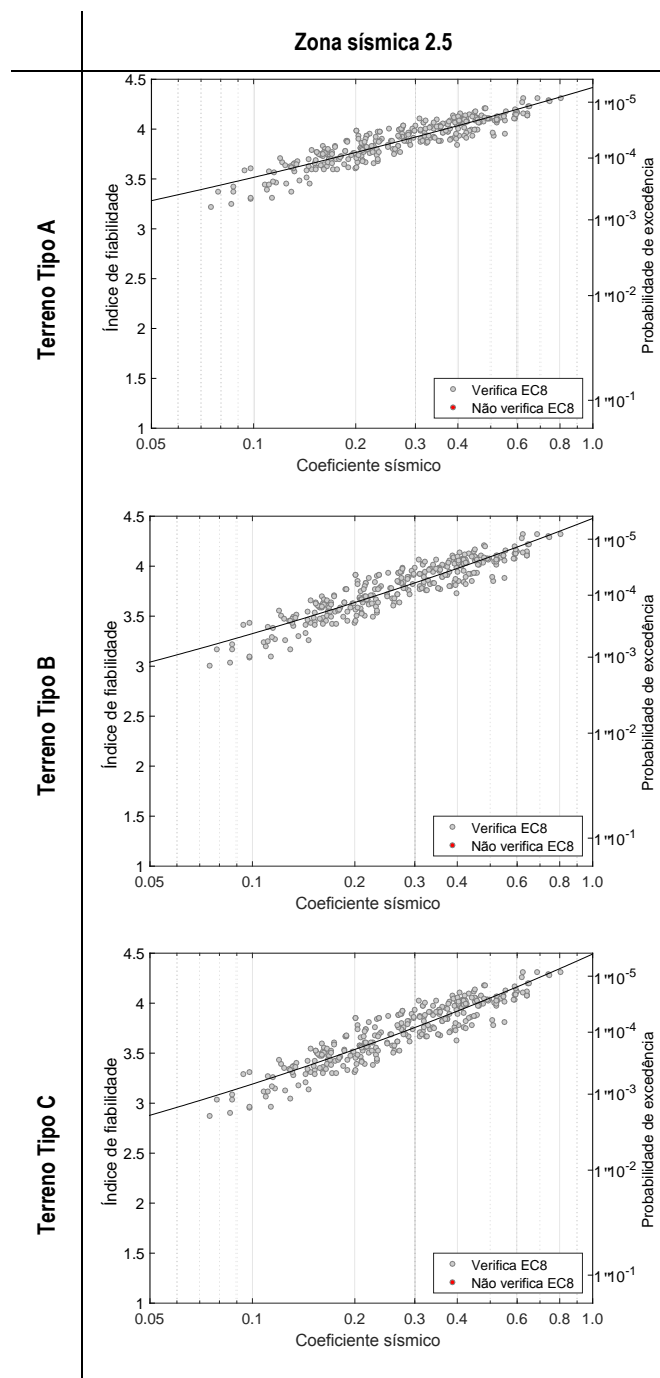


Figura I.7 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 2 pisos, para as zonas sísmicas 1.1 e 1.2

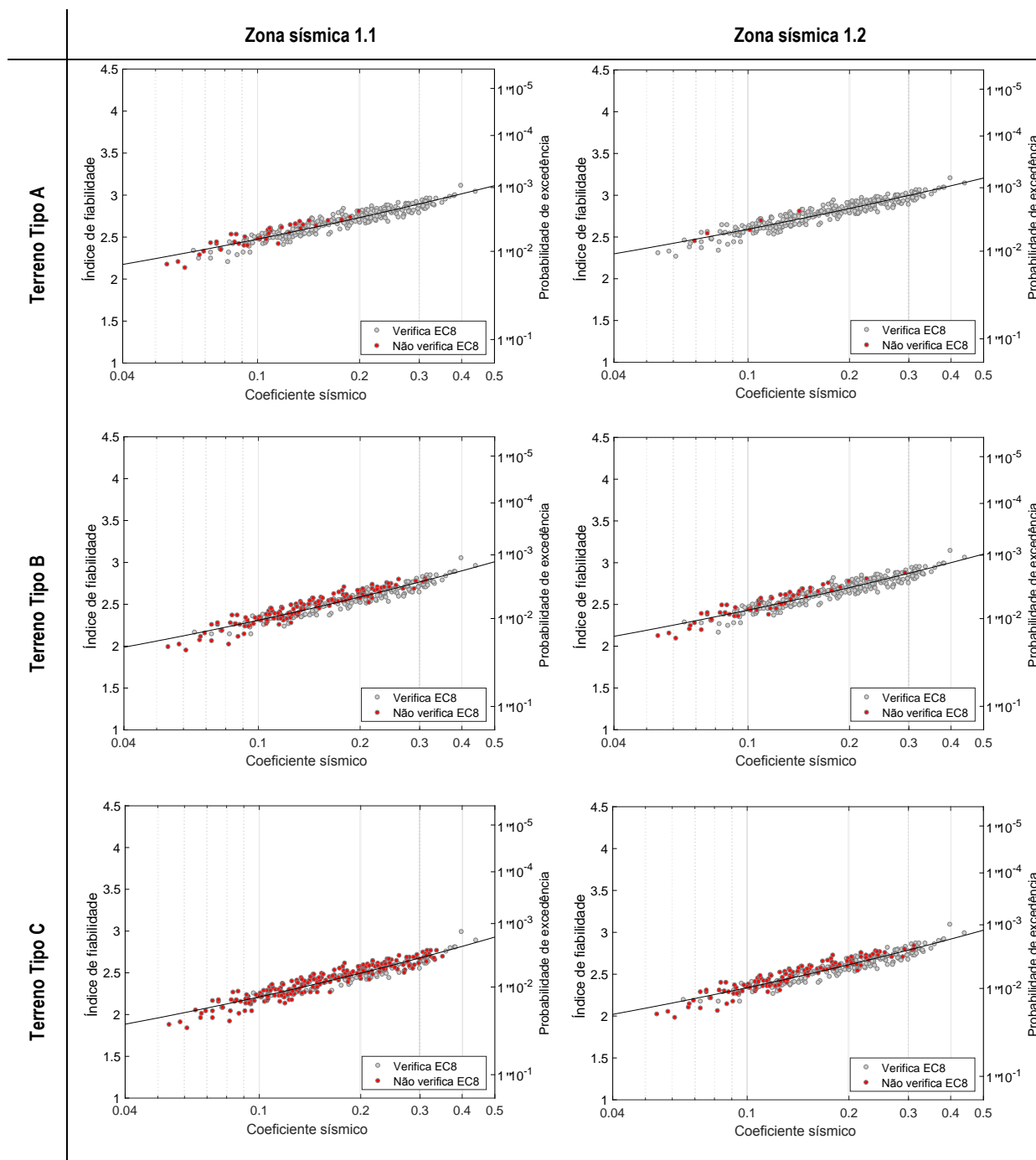


Figura I.8 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 2 pisos, para as zonas sísmicas 1.3 e 1.4

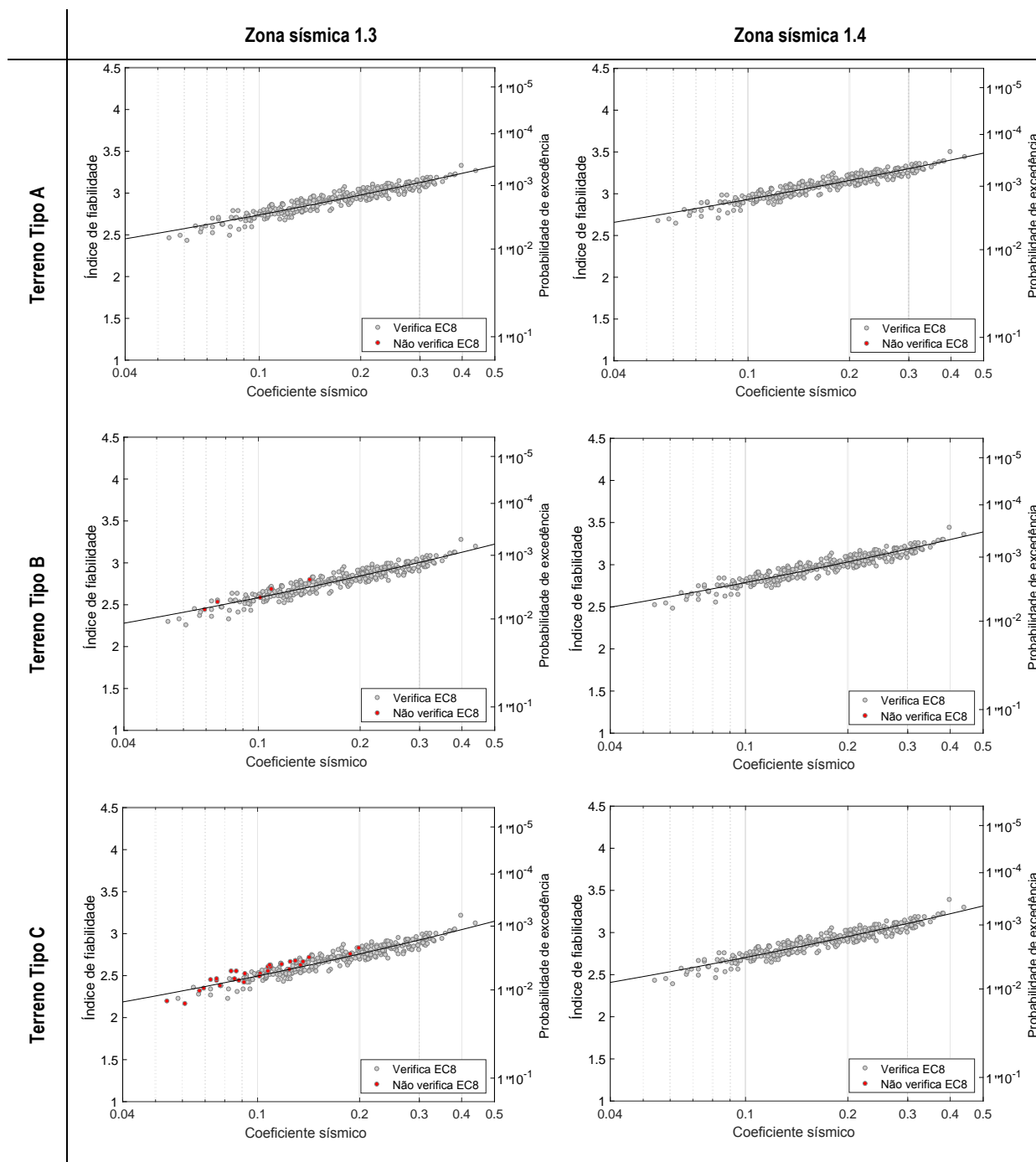


Figura I.9 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 2 pisos, para as zonas sísmicas 1.5 e 1.6

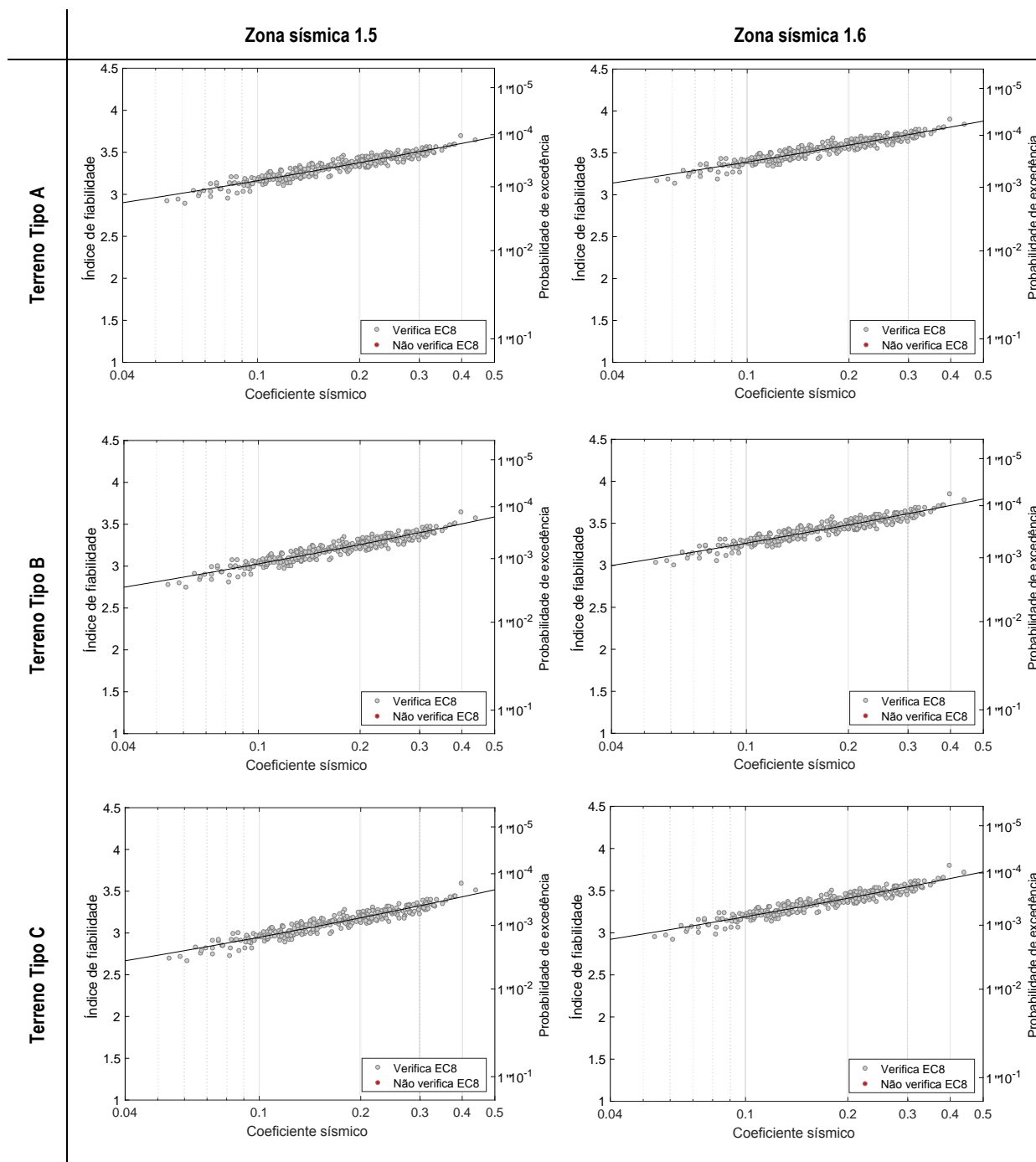


Figura I.10 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 2 pisos, para as zonas sísmicas 2.1 e 2.2

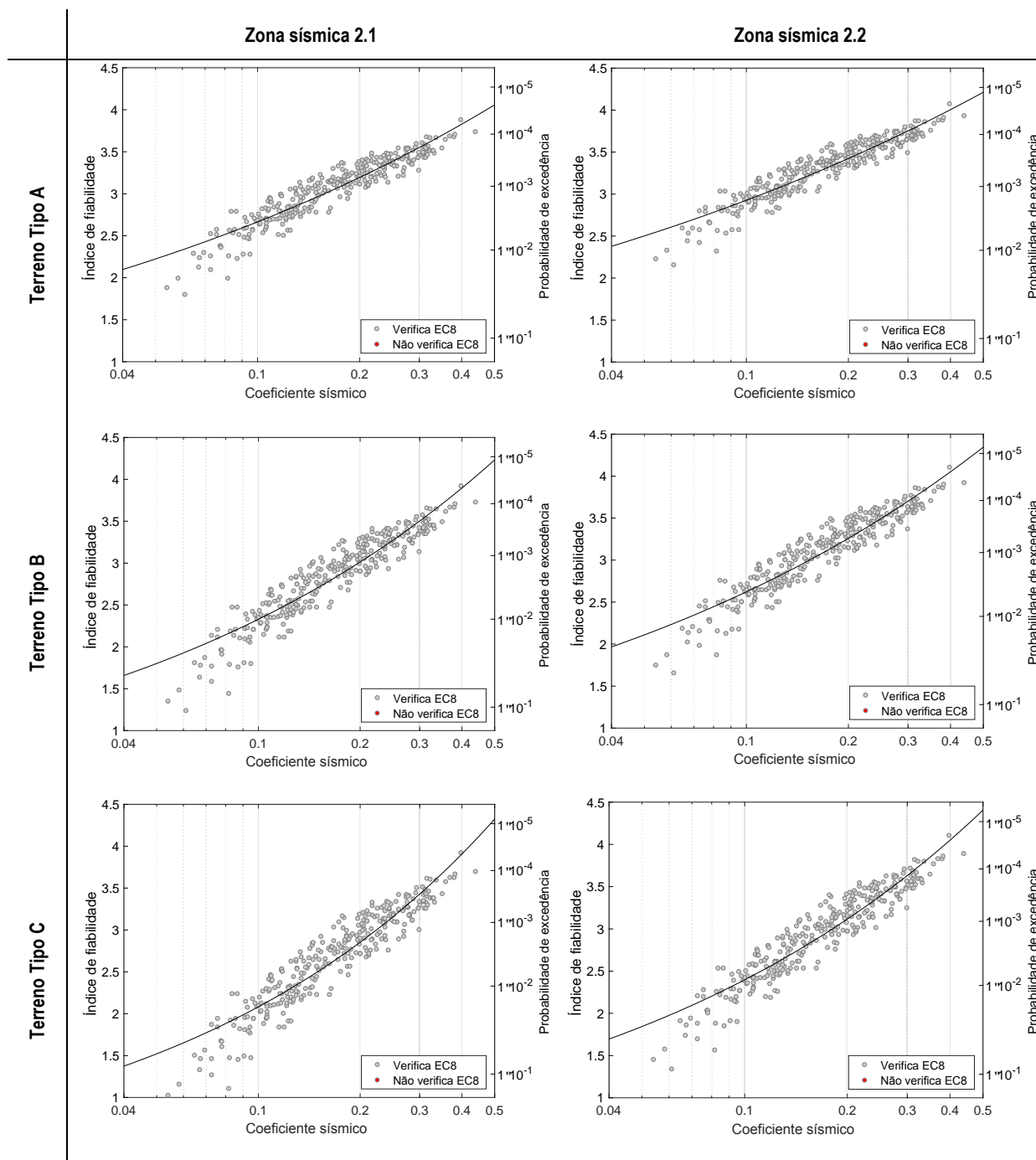


Figura I.11 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 2 pisos, para as zonas sísmicas 2.3 e 2.4

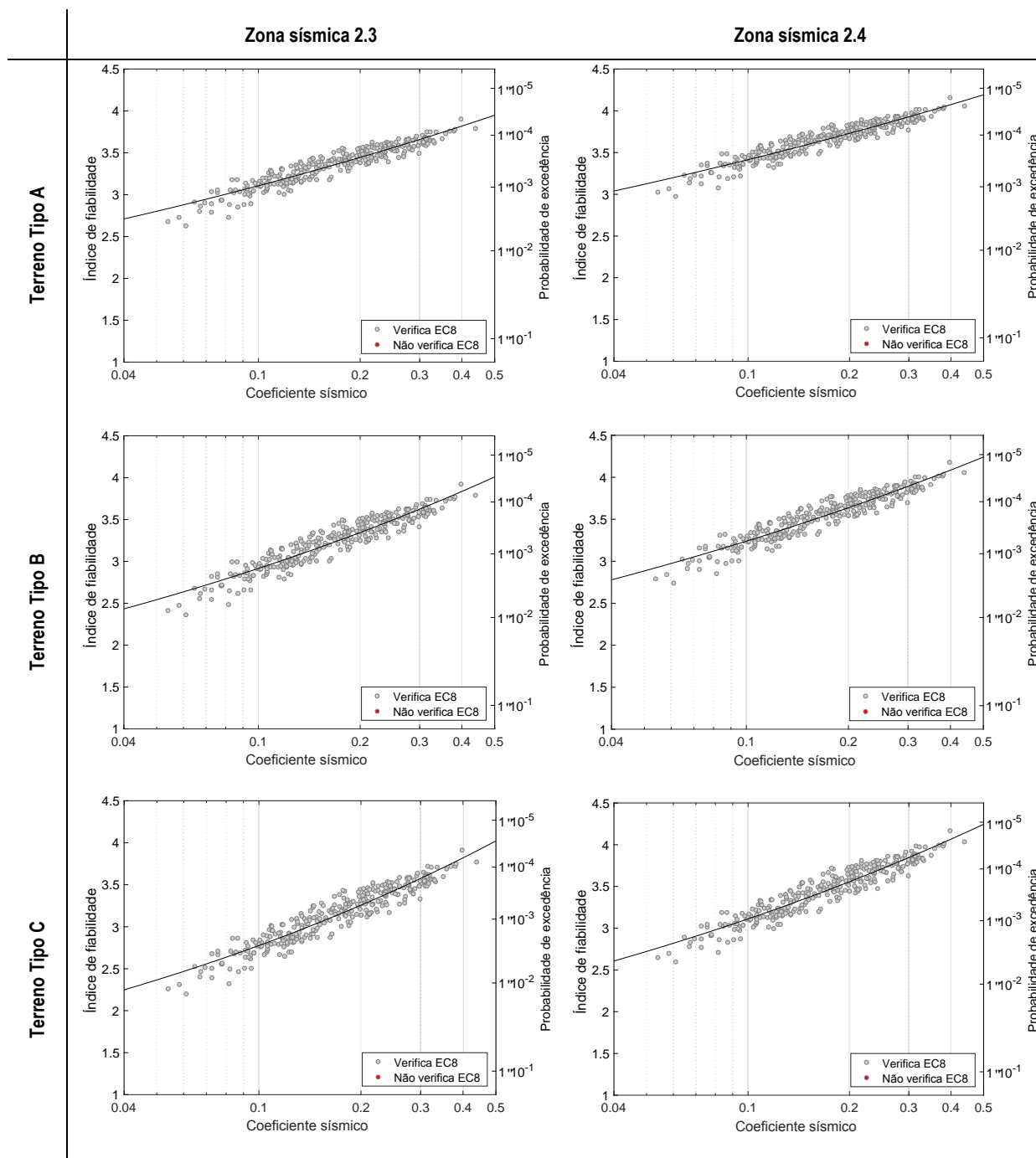


Figura I.12 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 2 pisos, para a zona sísmica 2.5

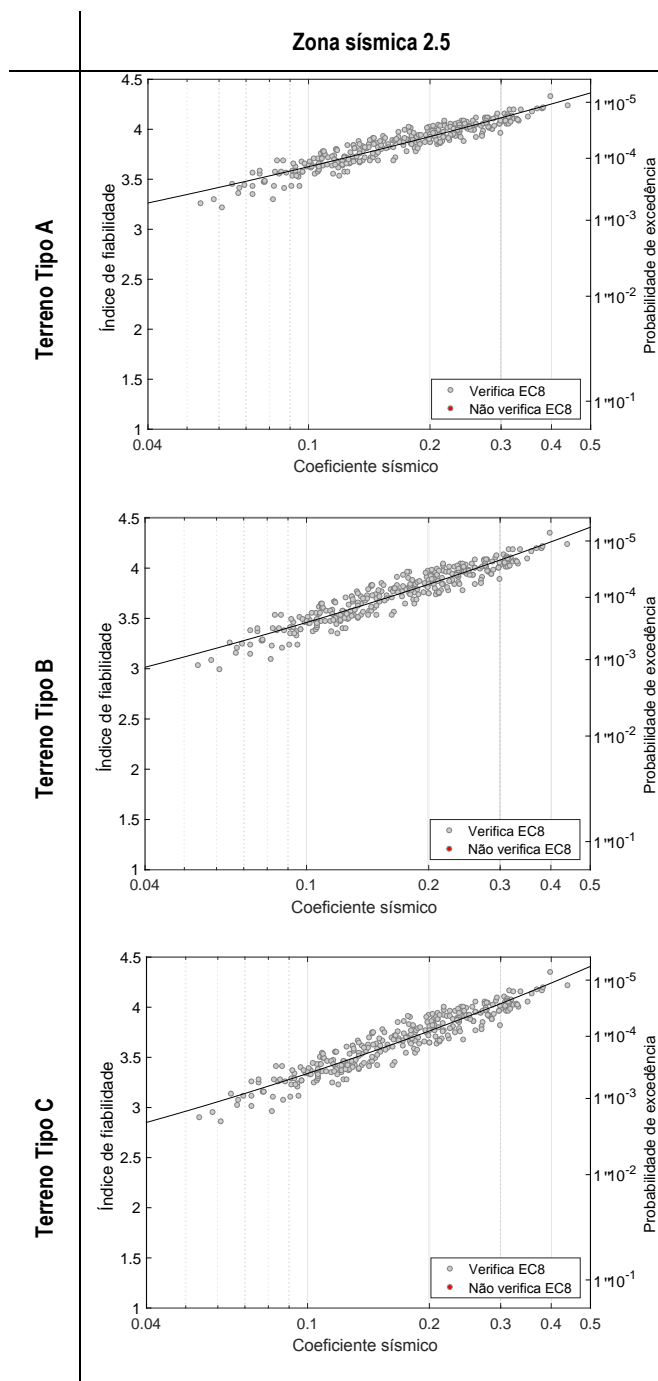


Figura I.13 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 3 pisos, para as zonas sísmicas 1.1 e 1.2

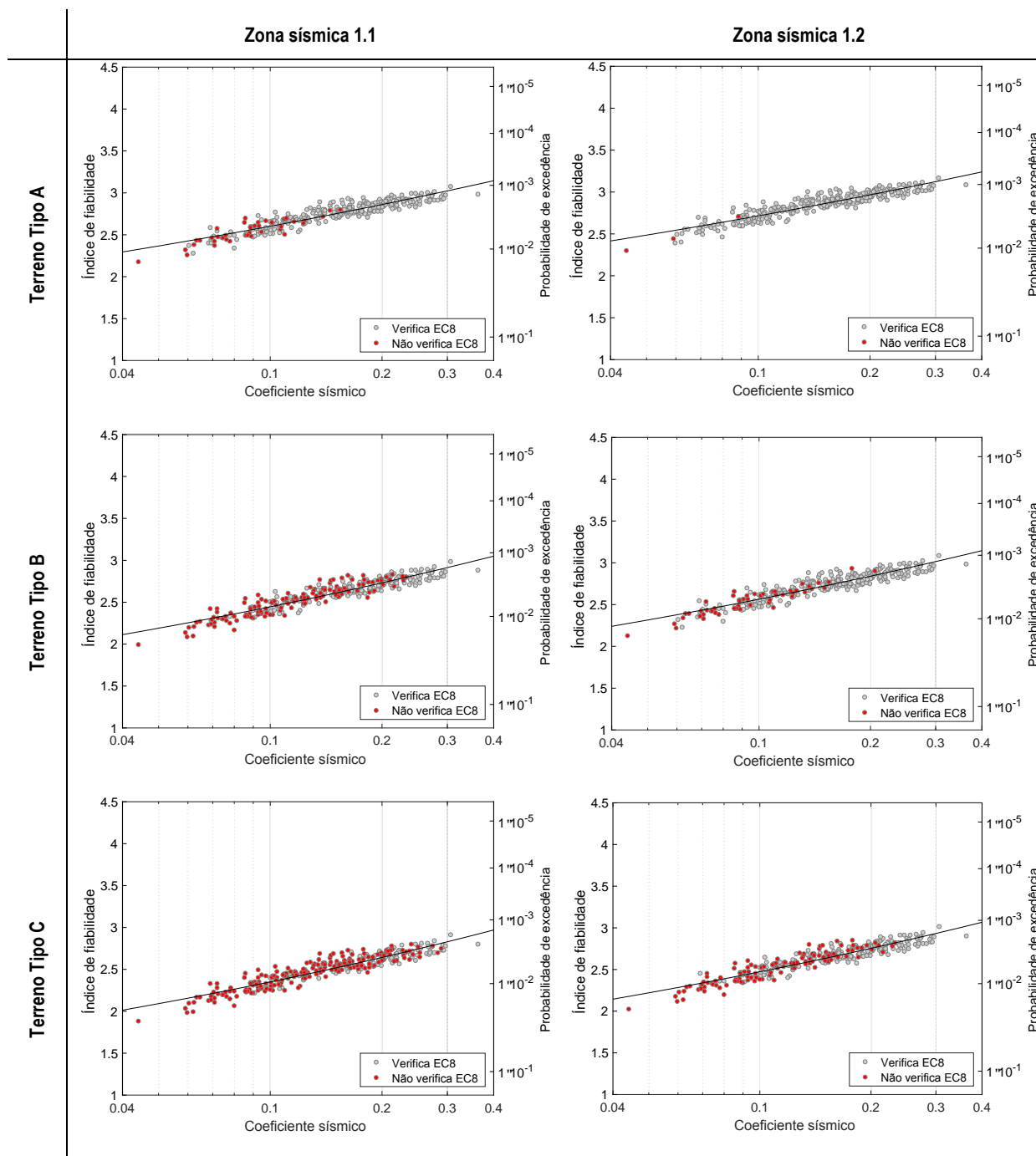


Figura I.14 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 3 pisos, para as zonas sísmicas 1.3 e 1.4

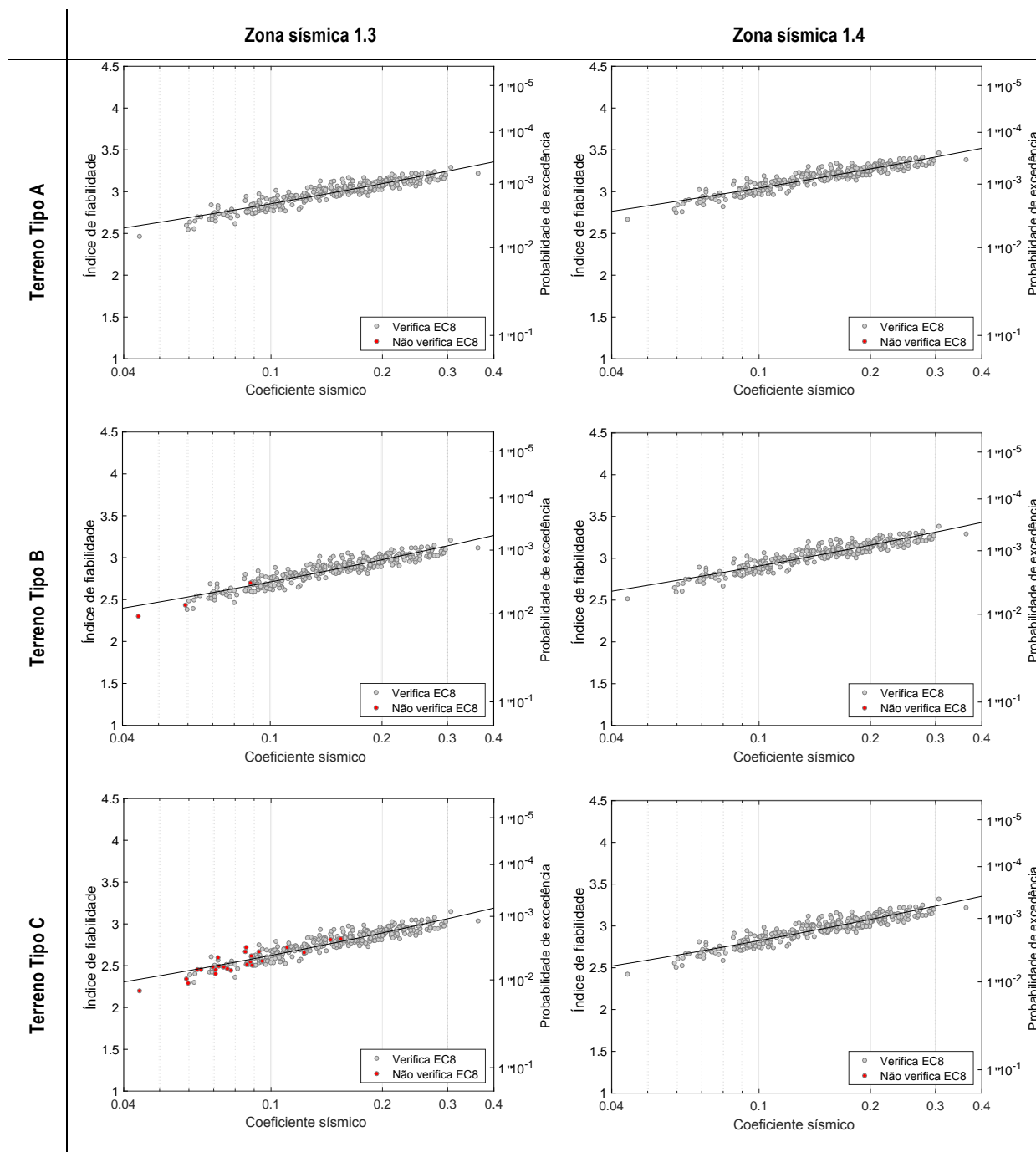


Figura I.15 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 3 pisos, para as zonas sísmicas 1.5 e 1.6

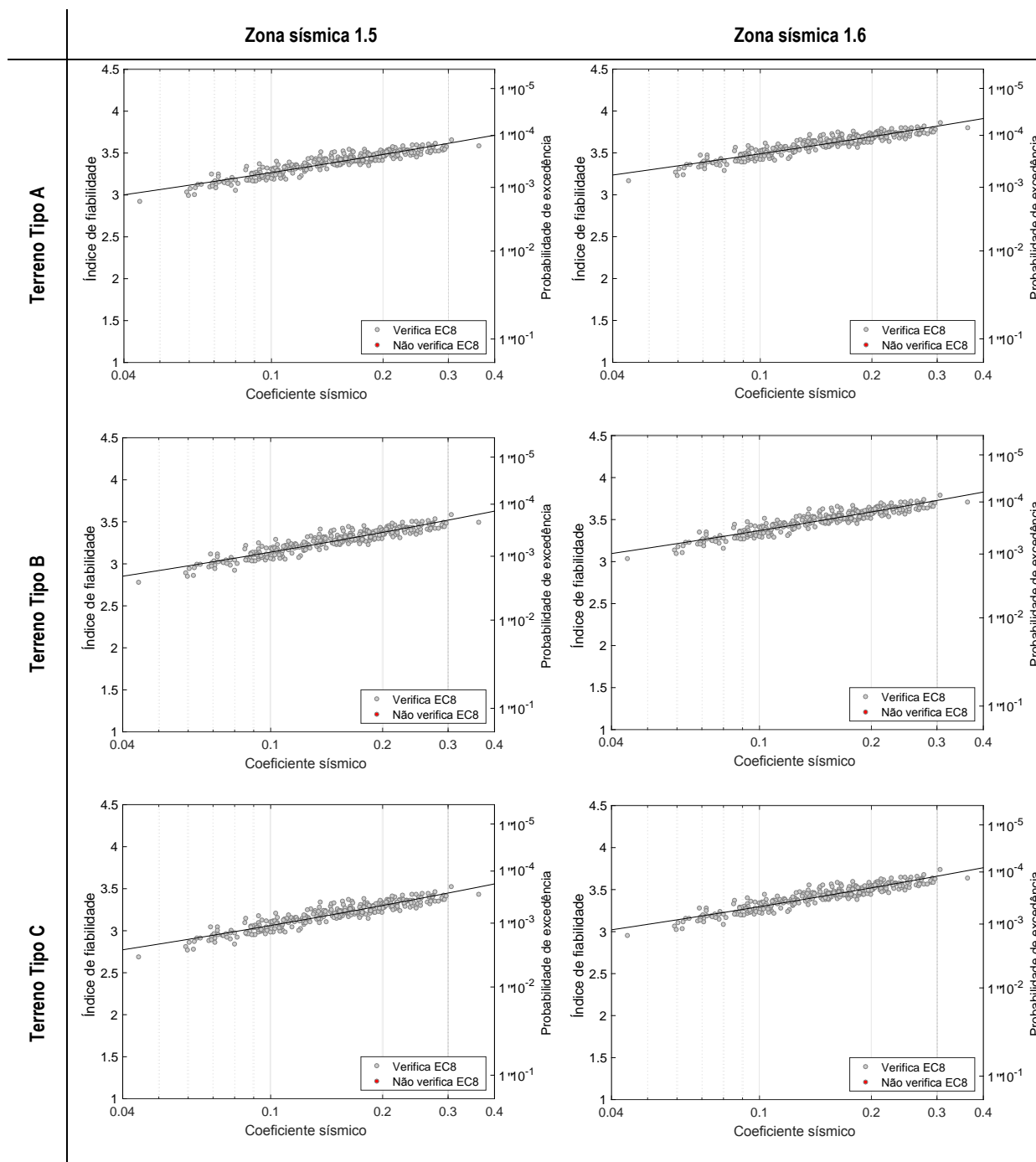


Figura I.16 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 3 pisos, para as zonas sísmicas 2.1 e 2.2

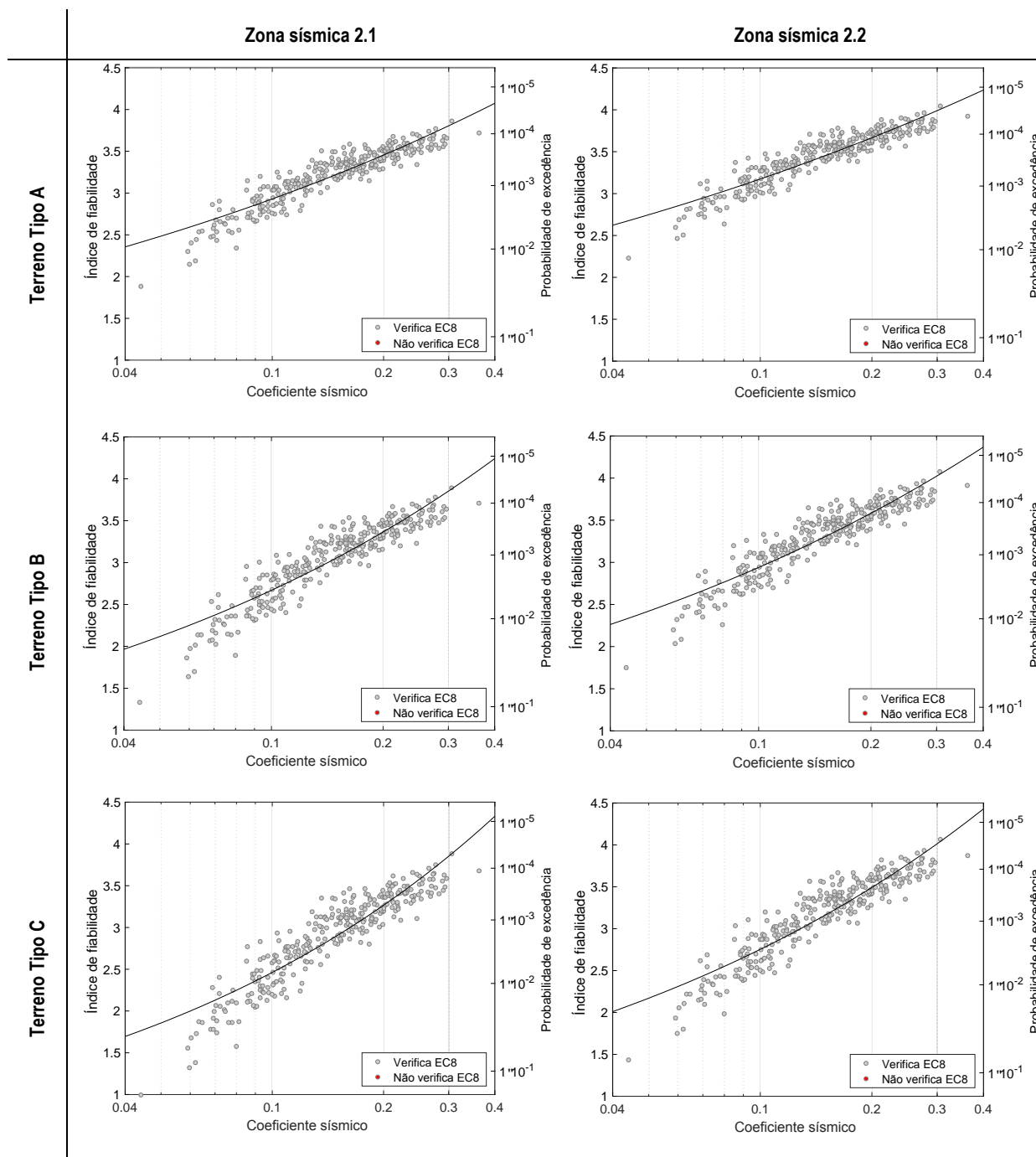


Figura I.17 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 3 pisos, para as zonas sísmicas 2.3 e 2.4

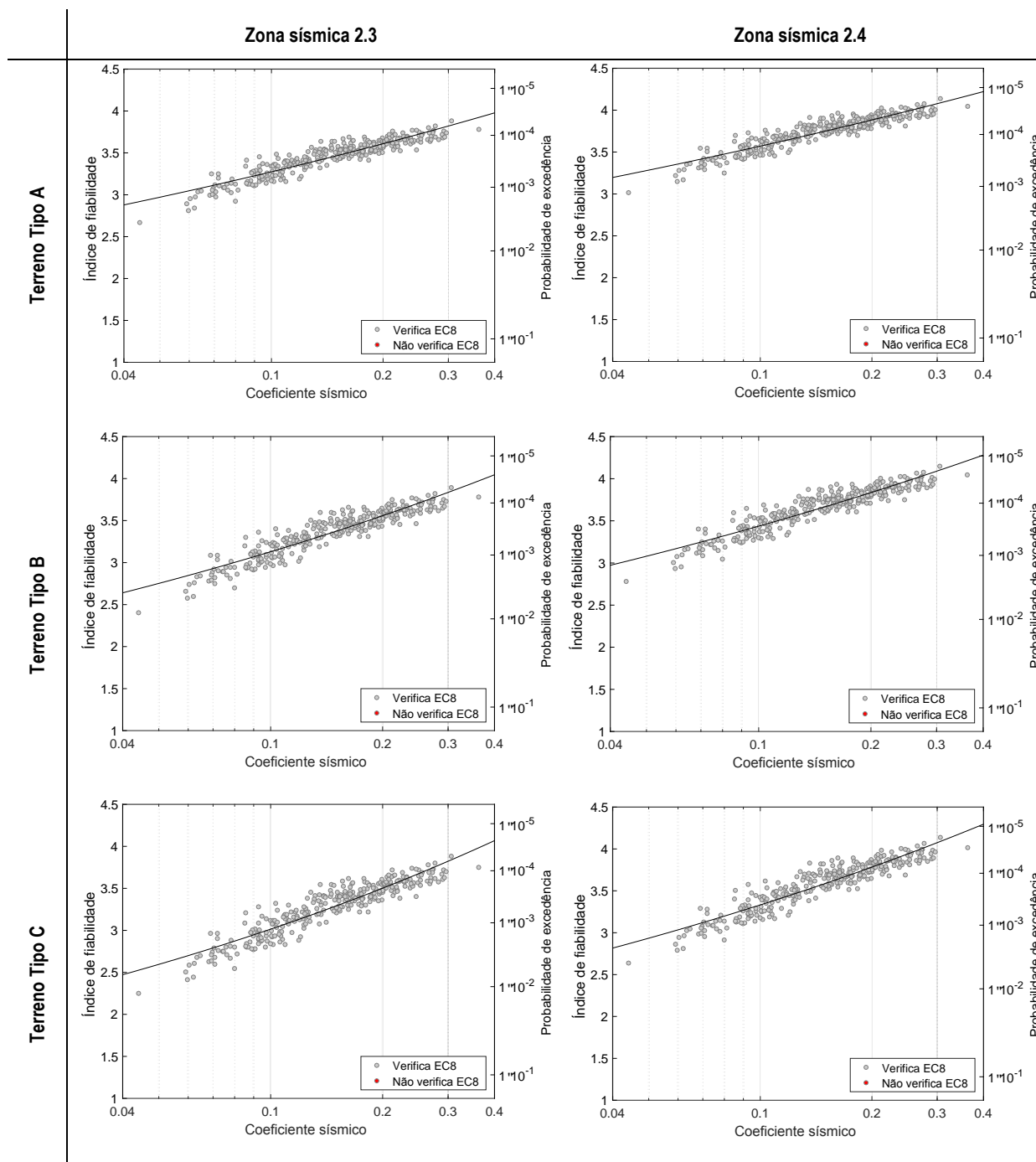


Figura I.18 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 3 pisos, para a zona sísmica 2.5

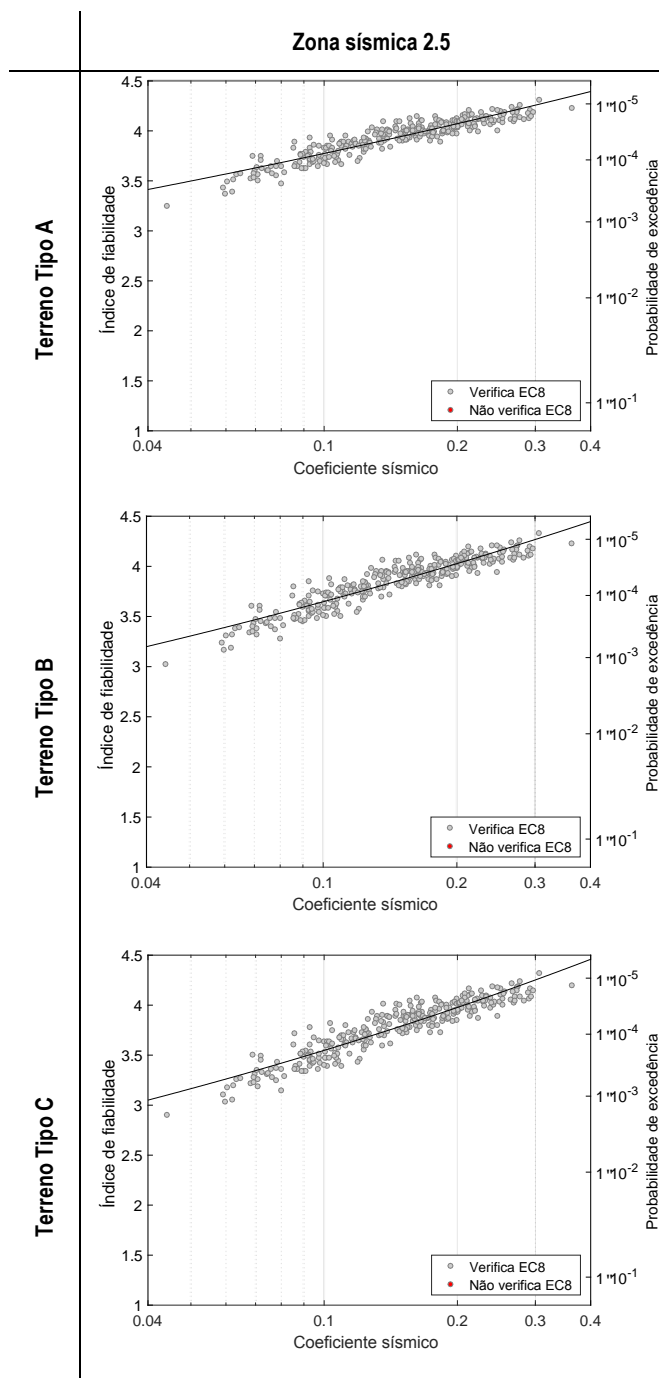


Figura I.19 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 4 pisos, para as zonas sísmicas 1.1 e 1.2

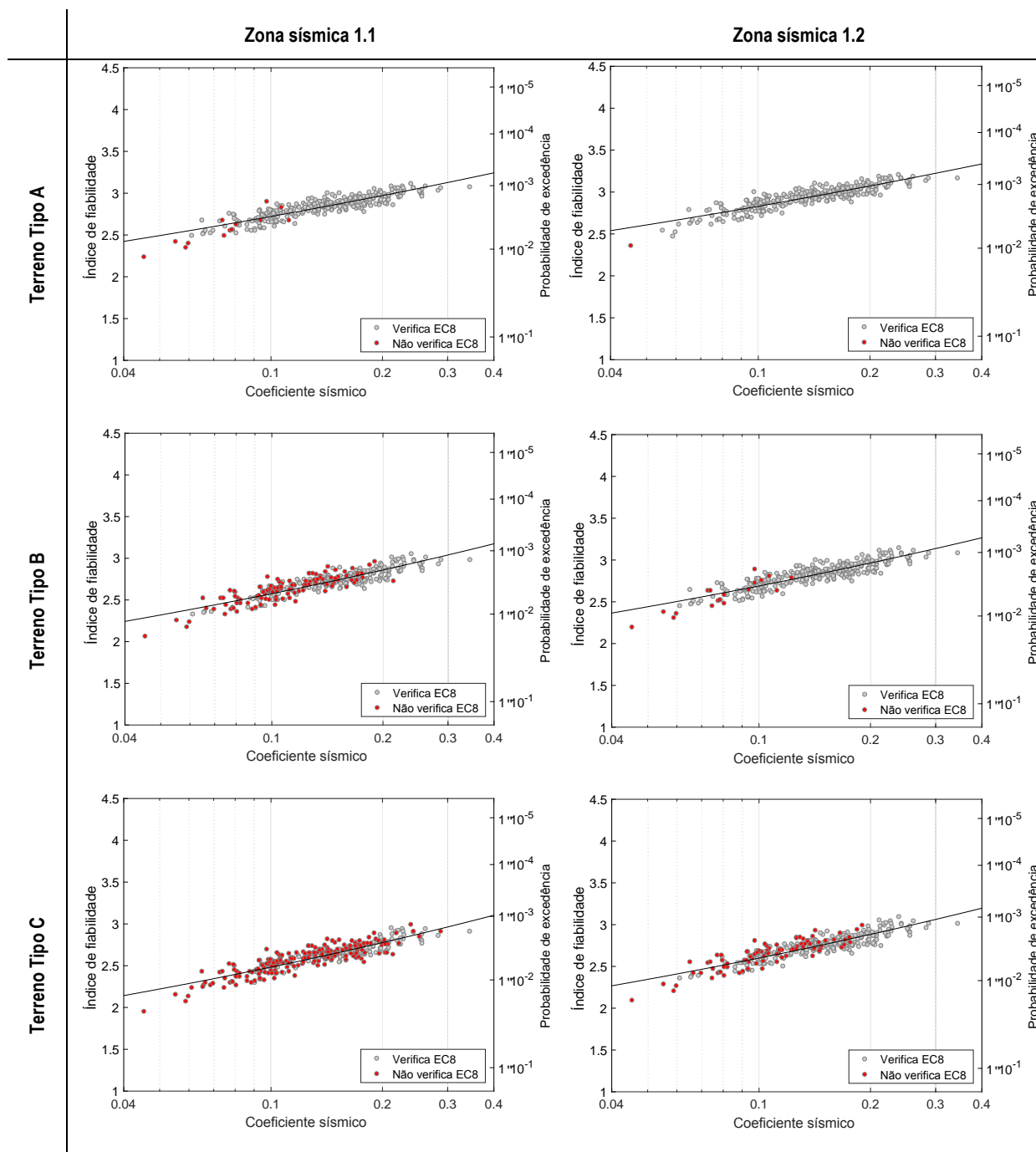


Figura I.20 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 4 pisos, para as zonas sísmicas 1.3 e 1.4

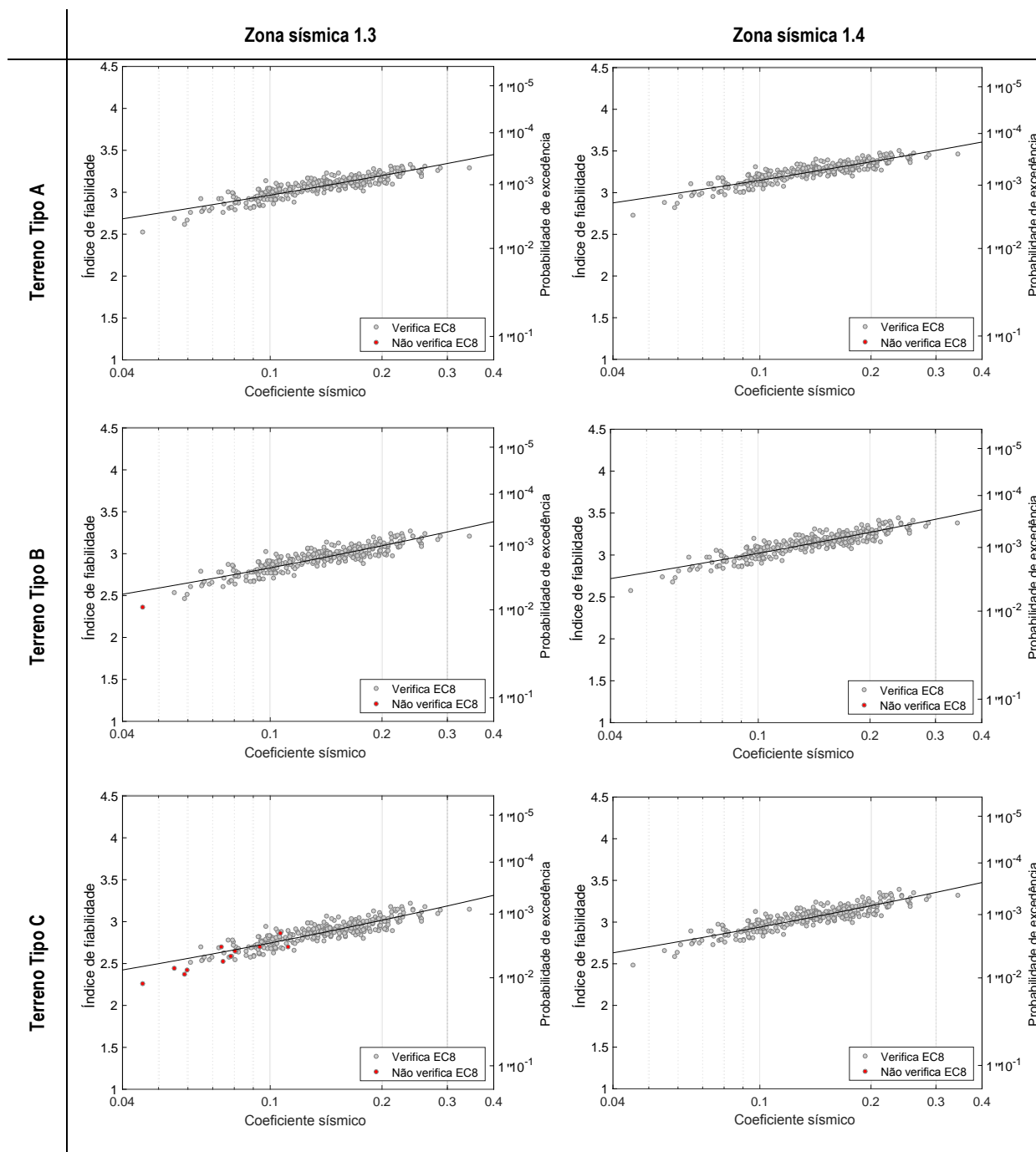


Figura I.21 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 4 pisos, para as zonas sísmicas 1.5 e 1.6

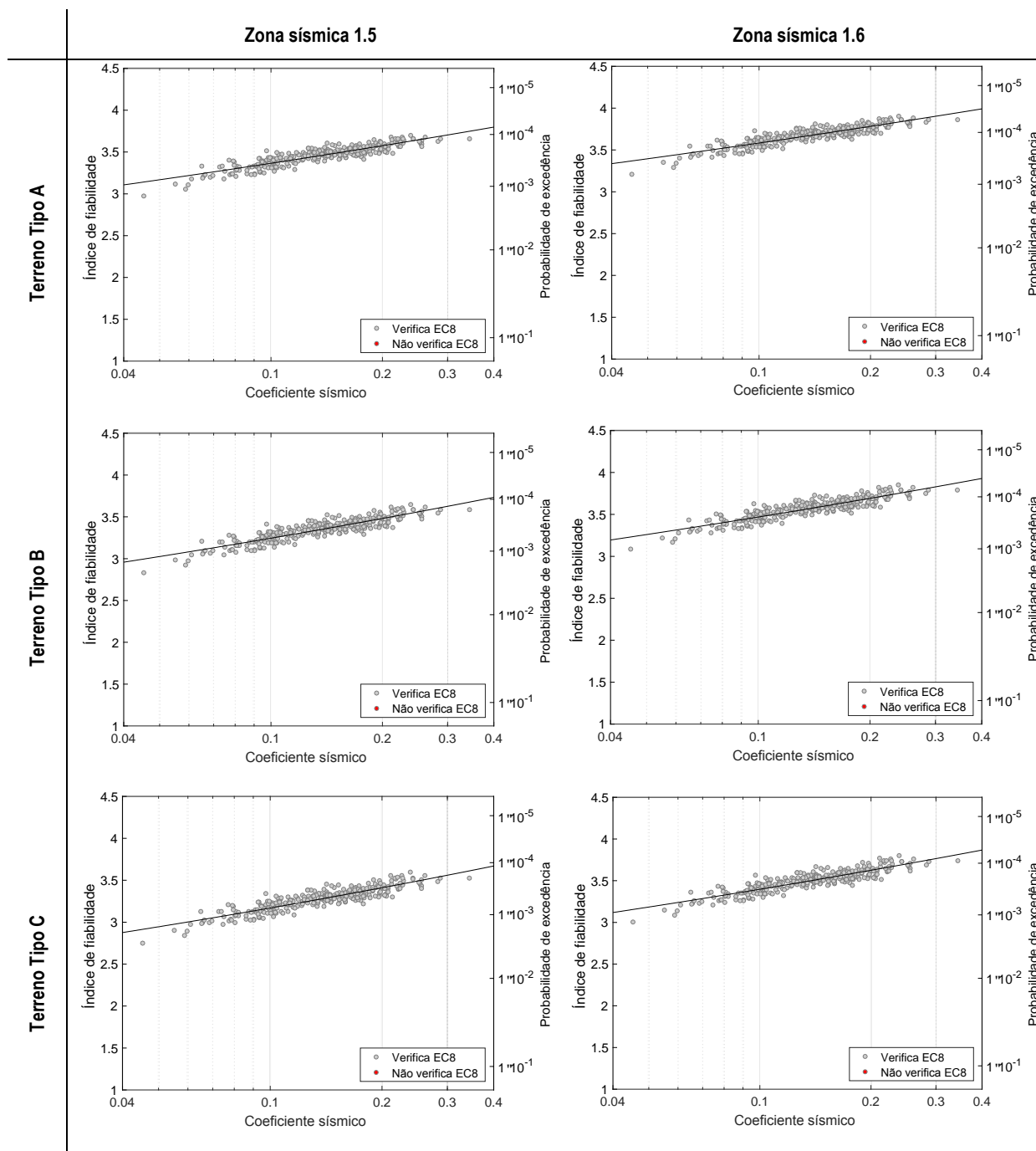


Figura I.22 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 4 pisos, para as zonas sísmicas 2.1 e 2.2

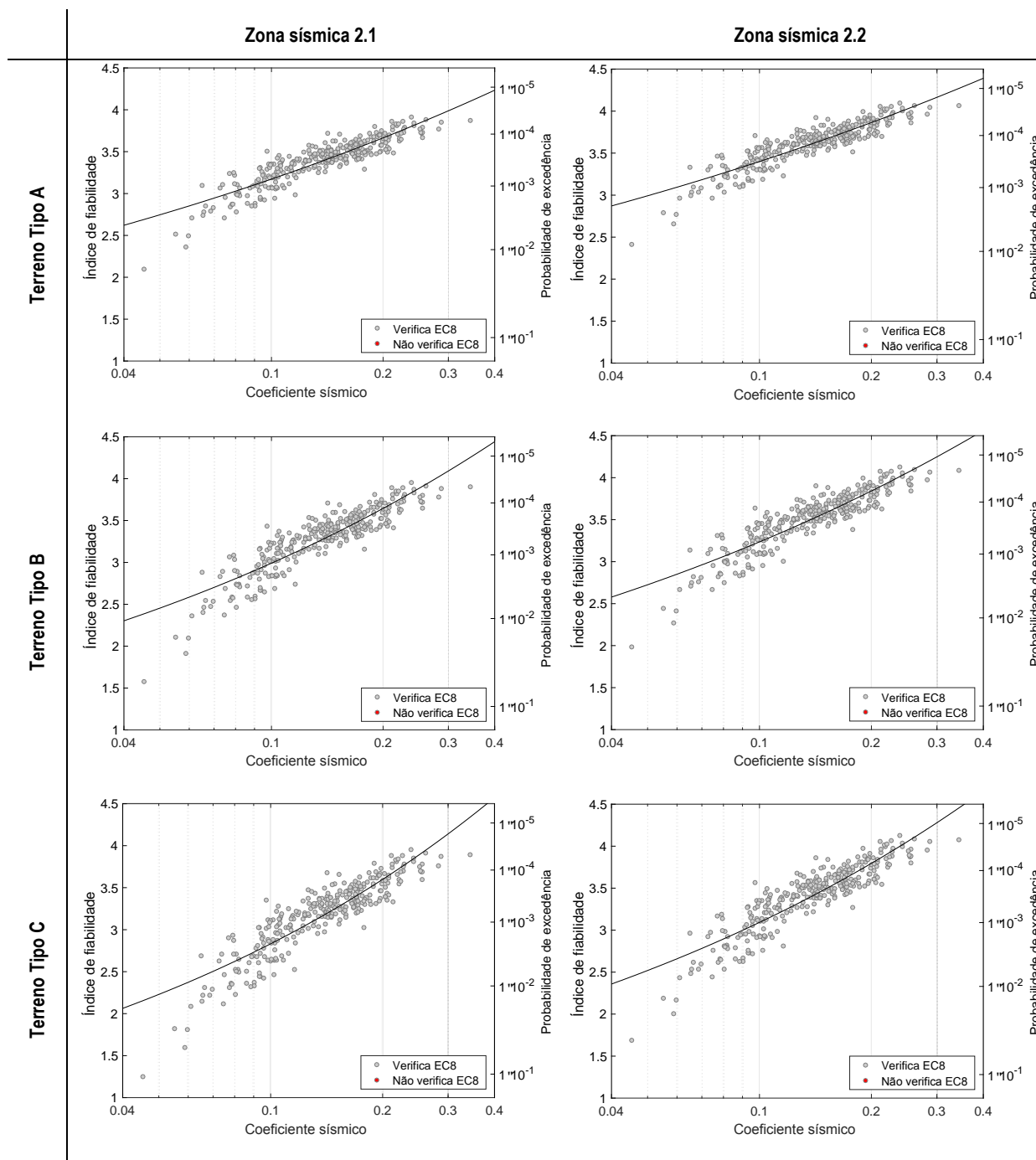


Figura I.23 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 4 pisos, para as zonas sísmicas 2.3 e 2.4

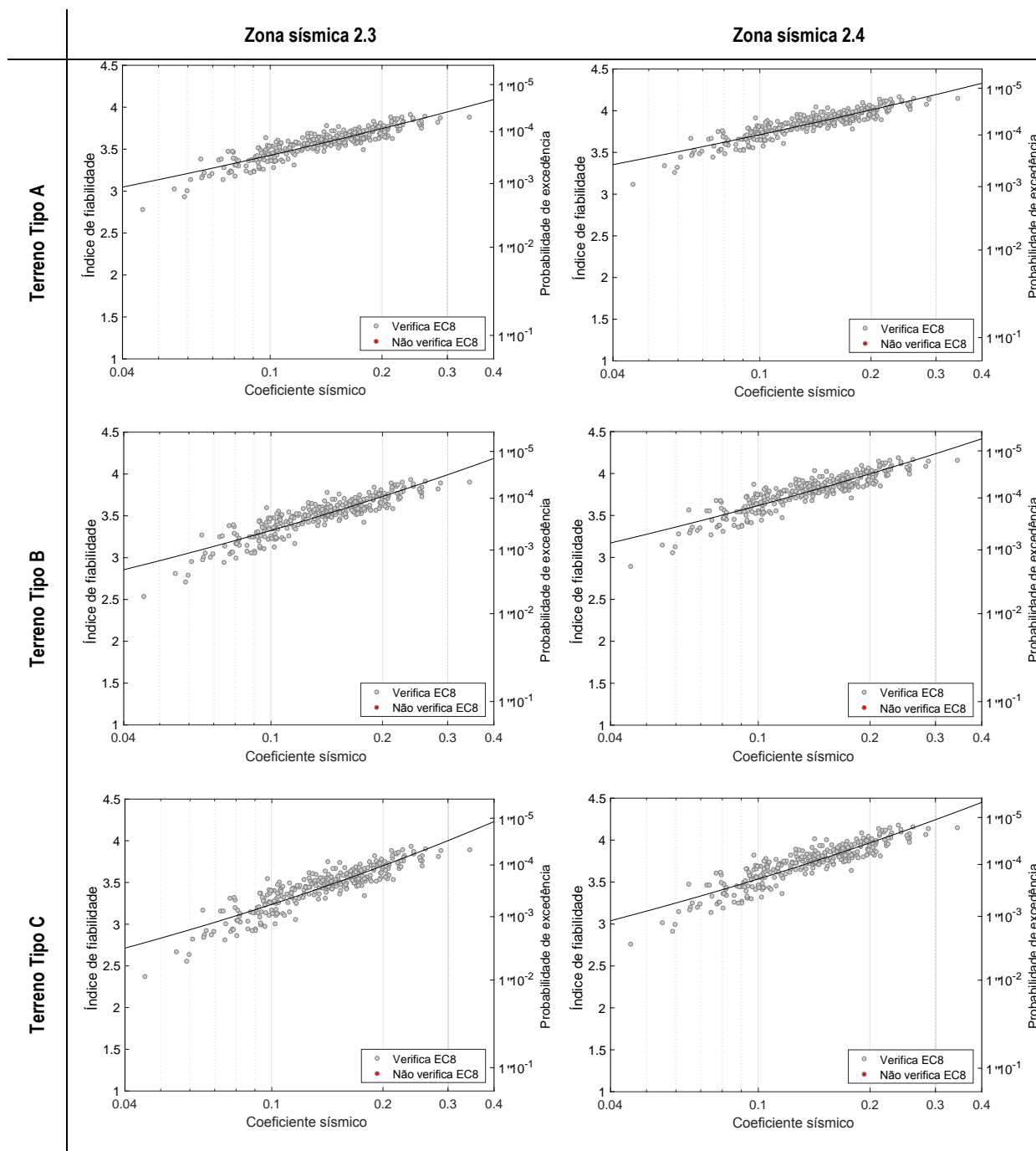
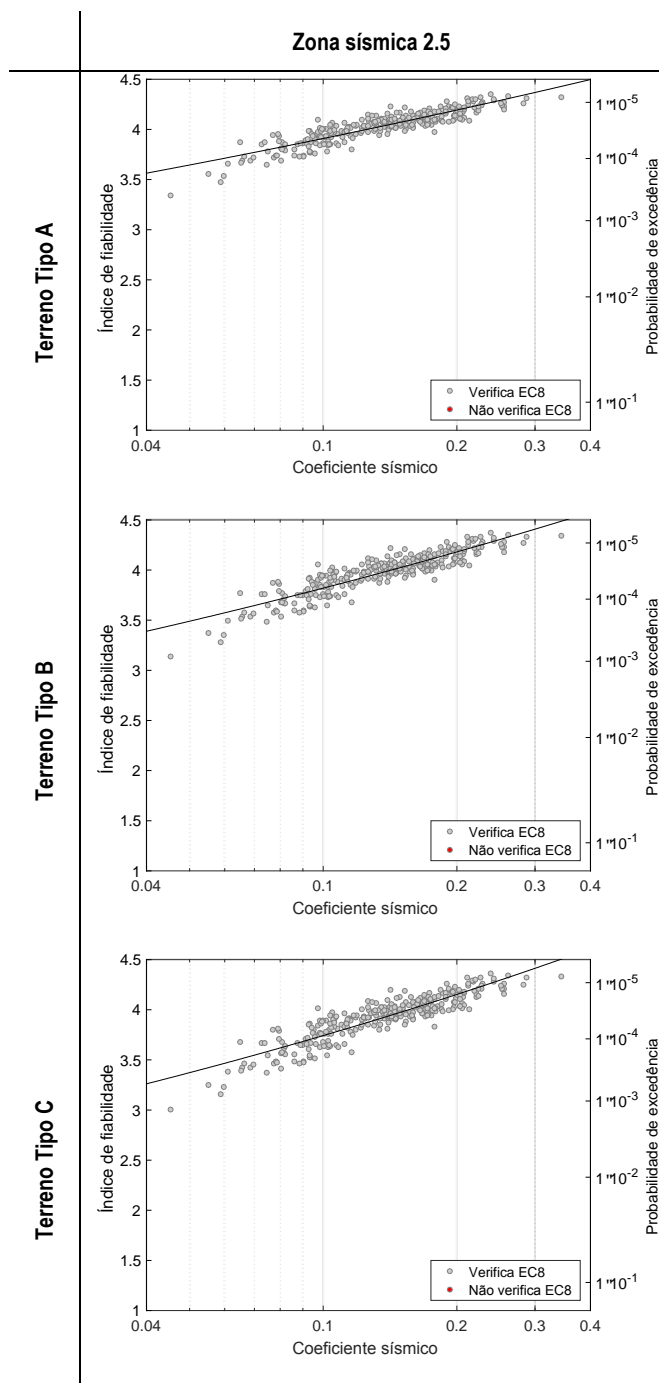


Figura I.24 – Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para edifícios de 4 pisos, para a zona sísmica 2.5



ANEXO II

Guião para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado

II.1| Disposições gerais

II.1.1 Objeto e campo de aplicação

O presente guião estabelece regras de aplicabilidade de procedimentos expeditos para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado. As disposições definidas neste documento não podem ser consideradas para efeitos de dimensionamento de elementos estruturais novos ou para o reforço de elementos estruturais existentes.

As metodologias utilizadas para o desenvolvimento dos procedimentos estão descritas no relatório LNEC, Sousa *et al.* (2019).

II.1.2 Enquadramento dos procedimentos de avaliação sísmica

A avaliação estrutural de edifícios de betão armado pode ser realizada através de 4 metodologias, Método I a IV, que apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade. A escolha do método de avaliação a utilizar depende da classe de importância do edifício, das condições geotécnicas locais, da interação com edifícios adjacentes, do número de pisos e da regularidade estrutural (ver Capítulo II.2)).

Dos 4 métodos admissíveis, o Método III representa o método de avaliação de referência e correspondente à metodologia estabelecida na NP EN 1998-3 (2017). Os procedimentos e parâmetros dos Métodos I e II foram definidos de forma a que os resultados das avaliações conduzam a resultados mais conservativos em relação aos métodos de referência da NP EN 1998-3 (2017). A descrição dos procedimentos associados aos Métodos I e II, bem como um sumário dos procedimentos definidos na NP EN1998-3 (2017) são apresentados no Capítulo II.3].

A avaliação estrutural pode ainda ser realizada através do Método IV, que corresponde a uma análise explicitamente probabilística. Este método permite quantificar níveis de desempenho sísmico com maior precisão e detalhe, nomeadamente quanto ao nível de dano e operacionalidade expectável para diferentes níveis de intensidade sísmica.

Tendo em conta a complexidade das análises envolvidas no Método IV, a sua aplicabilidade é recomendada apenas a estruturas da Classe de Importância III ou IV. Dada a sua especificidade, os procedimentos associados a este método não são apresentados neste documento, estando descritos detalhadamente no Capítulo 3 no relatório LNEC, Sousa *et al.* (2019). A Tabela II.1.1 e a Figura II.1.1 apresentam um resumo das principais características dos Métodos I, II e III bem como um fluxograma que descreve as principais etapas do procedimento de avaliação.

Tabela II.1.1. Resumo dos principais parâmetros e requisitos associados aos métodos de avaliação I, II e III

	Conhecimento necessário	Parâmetros de avaliação	Modelo estrutural
Método III	<ul style="list-style-type: none"> - Geometria do edifício - Geometria dos elementos estruturais - Propriedades dos materiais - Disposição das armaduras 	<ul style="list-style-type: none"> - Rotação da corda e resistência ao corte de todos os elementos estruturais 	<ul style="list-style-type: none"> - Preferencialmente modelo não-linear
Método II	<ul style="list-style-type: none"> - Geometria do edifício - Secção transversal dos pilares - Quantidade e resistência das armaduras longitudinais e transversais 	<ul style="list-style-type: none"> - Coeficiente sísmico 	-
Método I	<ul style="list-style-type: none"> - Geometria do edifício - Secção transversal dos pilares 	<ul style="list-style-type: none"> - Percentagem da área de pilares relativamente à área dos pisos 	-

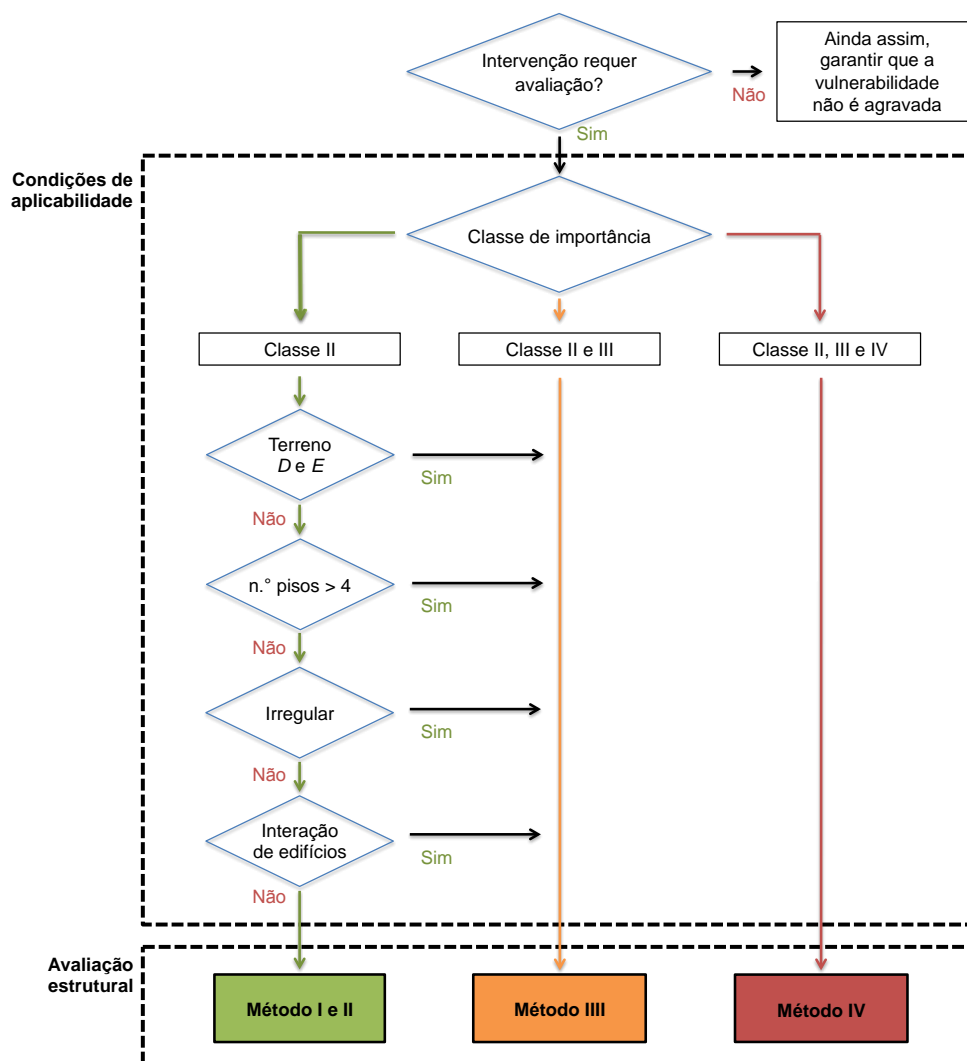


Figura II.1.1. Descrição integrada do procedimento de avaliação

II.2| Critérios de aplicabilidade dos procedimentos de avaliação sísmica

A escolha dos métodos de avaliação admissíveis depende de 5 critérios, apresentados nas secções seguintes, e que são:

- Classe de importância;
- Número de pisos;
- Regularidade estrutural;
- Interação com edifícios adjacentes;
- Condições geotécnicas locais.

II.2.1 Classe de importância dos edifícios

A classe de importância dos edifícios é definida de acordo com a Tabela II.2.1, à imagem do que é estabelecido na NP EN 1998-1 (2010). Na coluna da direita são apresentados os métodos de avaliação propostos em função da classe de importância*. Na Figura II.2.1 apresenta-se o zonamento sísmico da NP EN 1998-1 (2010) como referência para aplicação dos métodos.

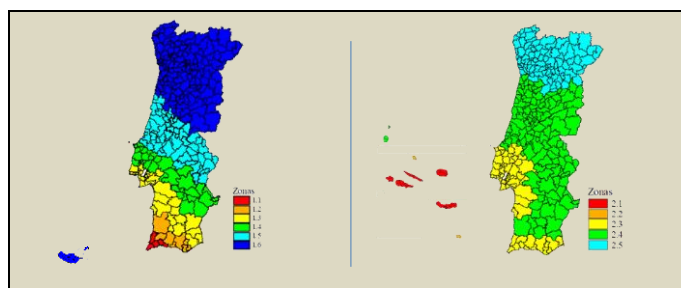


Figura II.2.1. Zonamento sísmico da NP EN 1998-1 (2010)

Tabela II.2.1. Classes de importância para edifícios

Classe de importância	Edifícios	Métodos propostos
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	Todos
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias.	
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante atendendo às potenciais consequências associadas ao seu colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	Método III e IV
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	

* O critério da classe de importância categoriza os edifícios de acordo com a sua relevância tendo em conta as consequências do colapso em termos de vidas humanas, da importância para a segurança pública e para a proteção civil em situações de socorro e emergência após um sismo. Assim, são propostas avaliações por metodologias mais sofisticadas em função dessa relevância. Naturalmente, os métodos de avaliação mais sofisticados podem também ser usados para avaliar edifícios de classes de importância inferiores de forma a obter uma avaliação mais precisa e detalhada.

II.2.2 Número de pisos

A aplicabilidade dos Métodos I e II restringe-se apenas a edifícios que não excedam 4 pisos * e com área de implantação igual ou inferior a 400 m².

* Piso é definido como cada um dos planos sobrepostos, acima da cota do terreno, nos quais se divide um edifício e que se destinam a satisfazer exigências funcionais ligadas à sua utilização. No contexto de aplicação das presentes metodologias simplificadas, caves ou subcaves totalmente enterradas não são consideradas como pisos.

A limitação do número de pisos pretende garantir que os métodos expeditos são usados apenas em edifícios que apresentem um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, cujos efeitos são difíceis de ter em conta através de métodos de análise expeditos.

II.2.3 Critérios de regularidade

Um edifício é considerado regular se verificar os critérios de regularidade em planta e em altura estabelecidos na NP EN1998-1 (2010), e que se apresentam de forma sucinta nas subsecções seguintes.

Excluem-se da verificação destes critérios de regularidade os edifícios de habitação com 1 ou 2 pisos *.

* Edifícios de habitação com 1 ou 2 pisos são considerados de pequeno porte dada a reduzida esbelteza e elevada compacidade que os caracteriza.

II.2.3.1 Regularidade em planta

São considerados regulares em planta os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso;
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido;
- A esbelteza $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{\max} e L_{\min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;

- A cada nível e para cada direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes, aqui expressas para a direção de cálculo y :

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad (\text{II.1})$$

$$r_x \geq l_s \quad (\text{II.2})$$

em que:

e_{ox} - distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada (“excentricidade estrutural”);

r_x - raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);

l_s - raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

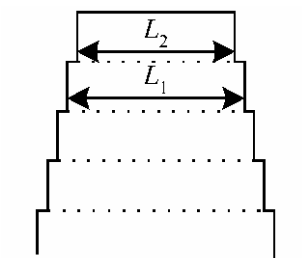
II.2.3.2 Regularidade em altura

São considerados regulares em altura os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes. Neste contexto, os aspetos particulares das estruturas em pórtico com enchimentos de alvenaria são tratados na cláusula 4.3.6.3.2 da NP EN1998-1 (2010);
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo (ver Figura II.2.2(a) e Figura II.2.2(b));
 - No caso de um único recuo localizado nos 15 % inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior (ver Figura II.2.2(c)). Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75 % da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;

- No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior (ver Figura II.2.2(d)).

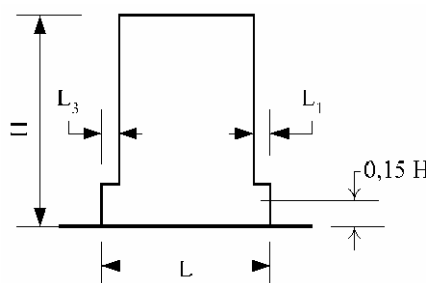
(a) recuos sucessivos



Critério para o recuo em qualquer piso na situação (a):

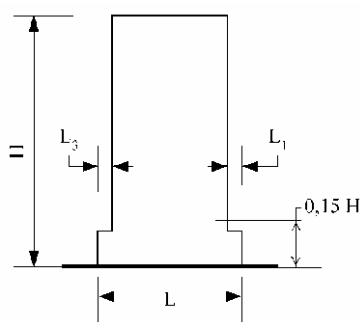
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20$$

(b) o recuo localiza-se acima de 0.15 H



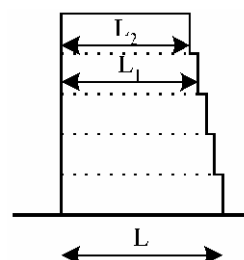
Critério para (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.20$

(c) o recuo localiza-se abaixo de 0.15 H



Critério para (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.50$

(d) Recuos não-simétricos



Crítérios para (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0.30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.10$$

Figura II.2.2. Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (NP EN1998-1; 2010)

II.2.4 Interação com edifícios adjacentes

Os critérios relativos à interação com edifícios adjacente não se aplicam a edifícios isolados ou a edifícios em que a presença de juntas estruturais permitam uma deformação lateral, sem restrições, correspondente a um deslocamento igual ou superior a 2.2 % da altura do mais baixo de entre o edifício em avaliação e o adjacente.

Em edifícios em banda ou de gaveto, em que as juntas de dilatação não garantam um comportamento dinâmico do edifício independente relativamente a qualquer dos edifícios que lhe sejam adjacentes, os Métodos I e II podem ser aplicados apenas se o edifício satisfizer os limites definidos de acordo com os seguintes aspetos construtivos:

- Alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes: considera-se que o(s) edifício(s) adjacente(s) pode(m) interferir com o comportamento sísmico se a sua altura for igual ou inferior a 50 % da altura do edifício a ser avaliado.
- Diferença de altura entre edifícios adjacentes: os efeitos da interação não podem ser desprezados quando a(s) laje(s) do(s) edifício(s) adjacente(s) apresentam um desnível superior aos limites definidos na Figura II.2.3.

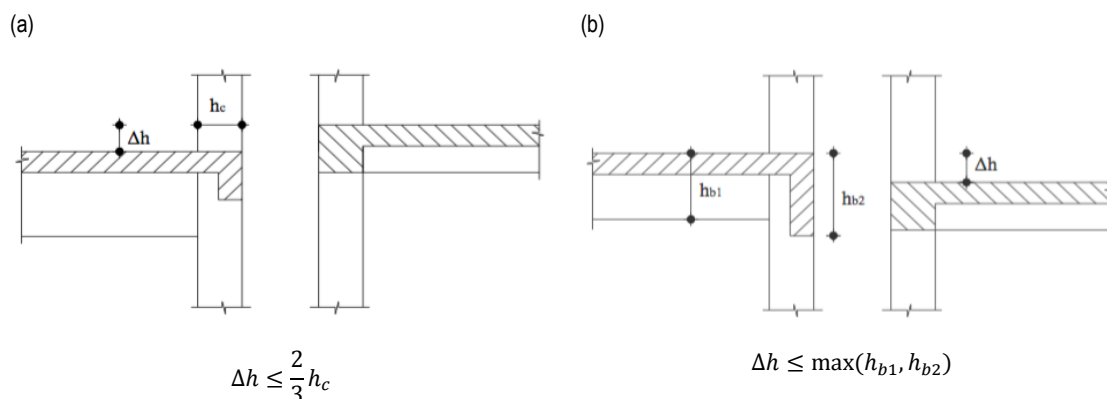


Figura II.2.3. Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (adaptado de ECPFE / EPPO; 2013)

II.2.5 Condições geotécnicas locais

Os métodos expeditos I e II são aplicáveis apenas a edifícios situados em terrenos do Tipo A, B ou C, como definidos na NP EN 1998-1 (2010) *.

* Esta regra pretende limitar o uso dos métodos expeditos em estruturas fundadas em terrenos moles ou especiais. Nestes casos é aconselhável a realização de análises adicionais no sentido de avaliar potenciais vulnerabilidades ao nível do solo (e.g., potencial de liquefação) e de quantificar os efeitos de interação solo-estrutura.

II.3| Avaliação estrutural

Neste capítulo são apresentadas as linhas gerais do método de referência (Método III), descrito em detalhe na NP EN 1998-3 (2017), bem como os procedimentos relativos aos métodos expeditos (Método I e II).

II.3.1 Método de referência

O Método III é considerado o método de referência e corresponde ao processo de avaliação detalhado na NP EN 1998-3 (2017). Nesta secção é apresentado apenas um sumário dos procedimentos, não dispensando a consulta da norma em caso de aplicação deste método.

De acordo com este método, e para estruturas das classes de importância I e II, a avaliação da segurança deve ser realizada para o estado limite de Danos Severos (SD, do inglês *Significant Damage*).

Os efeitos das ações devem ser determinados considerando uma ação sísmica correspondente a um período de retorno $T_{SD} = 308$ anos.

A capacidade dos elementos estruturais deve ser verificada tendo em conta possíveis roturas frágeis (resistência ao corte V_R) e dúcteis (rotação da corda θ_u), definidas através das expressões (II.3) e (II.4), respetivamente, cujo significado das variáveis pode ser consultado em NP EN 1998-3 (2017).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N, 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (II.3)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, w')}{\max(0.01, w)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 f_d}) \quad (II.4)$$

O valor de θ_u a considerar para avaliação de segurança para o estado limite de danos severos deve corresponder a $\frac{3}{4}$ do valor determinado através da expressão (II.4).

Em edifícios cujo comportamento dinâmico possa ser significativamente influenciado por modos de vibração superiores ao modo fundamental em cada direção, deve ser adotado um modelo que permita considerar a contribuição dos diferentes modos (e.g. análise modal por espectro de resposta).

Os resultados de análises lineares podem ser bastante imprecisos quando aplicados a edifícios com irregularidades estruturais, especialmente se estes responderem fora do domínio elástico. Nestes casos, deve ser adotado um modelo não linear.

É recomendado que o modelo numérico considere os painéis de alvenaria como parte do sistema resistente para ações sísmicas, especialmente se estes possam ter um efeito adverso no comportamento global ou local da estrutura (e.g. potenciem o desenvolvimento de mecanismos de *soft storey*).

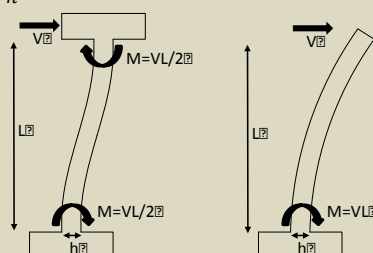
II.3.2 Métodos expeditos

II.3.2.1 Princípios gerais

A aplicação dos métodos expeditos, nomeadamente dos Método I e II, apresenta as seguintes características e requisitos:

- A avaliação da segurança não requer a definição de modelos numéricos. A segurança estrutural é avaliada apenas em função das propriedades geométricas (Método I) acrescidas da pormenorização das armaduras dos elementos verticais (Método II);
- Sem prejuízo das restantes condições de aplicabilidade destes métodos, poderá adotar-se a ação sísmica definida para terrenos do Tipo B se a área de construção for igual ou inferior a 1600 m². Define-se área de construção, para efeitos de aplicação destes procedimentos, como o valor resultante do somatório das áreas de todos os pavimentos, acima do solo, medidas pelo extrados das paredes exteriores com a exclusão das seguintes áreas: sótãos não habitáveis, áreas destinadas a estacionamento, áreas técnicas (PT, central térmica, compartimentos de recolha de lixo, etc.), terraços, varandas e alpendres, galerias exteriores, arruamentos e outros espaços livres de uso público cobertos pelo edifício;
- Para o cálculo da resistência do edifício à ação sísmica devem ser considerados apenas os elementos verticais contínuos ao longo dos pisos desde a fundação até ao último piso;
- A aplicação dos Método I ou II é permitido apenas se, de entre os elementos verticais contínuos, não existirem pilares curtos cuja rotura possa comprometer a estabilidade local ou global da estrutura. São considerados pilares curtos, aqueles que, em virtude da sua geometria ou da interação com elementos estruturais ou não estruturais, apresentem uma relação $\frac{M}{Vh} \leq 2.5$, em que M e V são os esforços atuantes nas extremidades dos elementos para a combinação sísmica de ações e h é a maior dimensão da secção transversal *.
- A avaliação da segurança sísmica está dispensada em estruturas secundárias dedicadas a zonas técnicas, depósitos de água, entre outras, geralmente localizadas no topo dos edifícios e não comprometendo a sua segurança. Por outro lado, a massa de todos os elementos principais e secundários deve ser devidamente contabilizada para o cálculo da massa sujeita à ação sísmica;

* Como ilustrado na figura abaixo, para um elemento com altura livre L , a relação $\frac{M}{Vh}$ depende das condições de fronteira do elemento, sendo esta equivalente a $\frac{L}{2h}$ e $\frac{L}{h}$, para elementos biencastados e em consola, respetivamente.



II.3.2.2 Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método II

De acordo com o Método II, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é avaliada em termos do coeficiente sísmico. Um edifício existente verifica a segurança relativamente à ação sísmica se, ao nível de cada piso j e em cada uma das duas direções principais do edifício, a capacidade resistente do edifício estimada em termos do coeficiente sísmico ($CS_{C,j}$) for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido ($CS_{E,j}$):

$$CS_{C,j} \geq CS_{E,j} \quad (II.5)$$

II.3.2.2.1 Exigência estrutural relativamente à ação sísmica

Os valores do coeficiente sísmico global exigido (CS_E) são apresentados na Tabela II.3.1 em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o edifício se encontra implantado.

Tabela II.3.1. Valores dos coeficientes sísmicos exigidos (CS_E) para edifícios de 1 a 4 pisos localizados em cada zona sísmica e nos tipos de terreno A, B e C, definidos de acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010)

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	
1.1	0.26	0.37	0.45	0.24	0.32	0.39	0.22	0.29	0.35	0.22	0.27	0.32	Sismo afastado Continente
1.2	0.19	0.28	0.35	0.18	0.25	0.31	0.17	0.23	0.28	0.16	0.22	0.26	
1.3	0.12	0.19	0.24	0.12	0.18	0.22	0.11	0.17	0.20	0.11	0.16	0.19	
1.4	0.06	0.11	0.14	0.07	0.10	0.13	0.06	0.10	0.12	0.06	0.09	0.12	
1.5	0.02	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	
1.6	0.01	0.02	0.02	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	
2.1	0.14	0.22	0.26	0.12	0.16	0.19	0.10	0.13	0.15	0.08	0.10	0.12	Sismo próximo Açores
2.2	0.09	0.15	0.19	0.08	0.12	0.15	0.06	0.10	0.12	0.05	0.07	0.09	
2.3	0.05	0.09	0.12	0.05	0.08	0.10	0.04	0.07	0.08	0.04	0.05	0.07	Sismo próximo Continente
2.4	0.02	0.04	0.06	0.02	0.04	0.06	0.02	0.03	0.05	0.01	0.03	0.04	
2.5	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.04	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02	

Os valores de coeficiente sísmico exigido a considerar ao nível de cada piso j são obtidos através da expressão (II.6), multiplicando o valor coeficiente sísmico global pelo valor do coeficiente η_j definido na Tabela II.3.2.

$$CS_{E,j} = \eta_j CS_E \quad (II.6)$$

Tabela II.3.2. Valores do coeficiente η_j em função do número de pisos do edifício e do piso em análise

Piso	Número de pisos do edifício			
	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

II.3.2.2.2 Capacidade resistente do edifício relativamente à ação sísmica

À imagem do Método III, a avaliação da capacidade resistente de acordo com o Método II tem em conta a possibilidade dos elementos estruturais desenvolverem mecanismos de flexão ou de corte. Assim, a capacidade resistente do edifício medida em termos do coeficiente sísmico pode ser definida

como o rácio entre a resistência para forças horizontais de um piso $V_{H,j}$ e o peso total do edifício correspondente à combinação sísmica de ações W_E :

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i})}{W_E} \quad (II.7)$$

em que:

$V_{F,i}$, $V_{C,i}$ - resistência à flexão e ao corte, respetivamente, de cada pilar i de um dado piso j , de um total de n pilares do edifício;

W_E - peso total do edifício é dado pela expressão (II.12), apresentada seguidamente.

A resistência dos pilares devido a mecanismos de flexão e corte pode ser determinada através das expressões (II.8) e (II.9), respetivamente:

$$V_{F,i} = 1.24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0.73} \quad (II.8)$$

$$V_{C,i} = 0.87 A_{c,i} \left(\tau_c \left[1 - 0.16 \min \left(5, \frac{L_{v,i}}{h_i} \right) \right] + \rho_{w,i} f_{yw,i} \right) \quad (II.9)$$

em que:

b_i - dimensão da secção transversal do pilar i perpendicular à direção de carga em consideração;

h_i - dimensão da secção transversal do pilar i segundo a direção de carga em consideração;

$\rho_{l,i}$ - taxa total da armadura longitudinal do pilar i ;

f_{yl} - valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais;

$L_{v,i}$ - distância entre a extremidade do pilar i e o ponto de inflexão. Pode considerar-se $L_{v,i}$ igual a metade da altura livre do pilar, quando bi-encastado ou à altura livre do pilar, quando em consola;

$A_{c,i}$ - área da secção transversal do pilar i ;

τ_c - tensão transversal equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, conservativamente considerada igual a 0.24 MPa;

$\rho_{w,i}$ - taxa total da armadura transversal do pilar i ;

$f_{yw,i}$ - valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1.55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1.15 por um fator de conhecimento de 1.35).

De acordo com o disposto na cláusula 3.2.4 da NP EN 1998-1 (2010), os efeitos das forças inércia resultantes da ação sísmica devem ter em conta a presença, em cada piso j , das massas associadas

a todas as forças gravíticas, expressas em forças por unidade de área que surgem na seguinte combinação de ações:

$$w_{E,j} = \sum G_{k,j} + \sum (\psi_{E,m} q_{k,m})_j + \sum 1/As_j (\psi_{E,n} Q_{k,n})_j \quad (\text{II.10})$$

em que as ações permanentes $G_{k,j}$ devem ser definidas de acordo com a memória descritiva do projeto e complementadas com observações realizadas *in situ*, de forma a identificar possíveis alterações em relação ao projeto original. Por outro lado, as ações variáveis distribuídas $q_{k,m}$ e concentradas $Q_{k,n}$ devem ser definidas de acordo com a Tabela II.3.3.

Tabela II.3.3. Sobrecargas distribuídas (q_k) e concentradas (Q_k) em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (NP EN 1991-1-1; 2009)

Categorias de zonas carregadas	q_k [kN/m ²]	Q_k (kN)
Categoria A		
- Pavimentos	1.5 a <u>2.0</u>	<u>2.0</u> a 3.0
- Escadas	<u>2.0</u> a 4.0	<u>2.0</u> a 4.0
- Varandas	<u>2.5</u> a 4.0	<u>2.0</u> a 3.0
Categoria B	2.0 a <u>3.0</u>	1.5 a <u>4.5</u>
Categoria C		
- C1	2.0 a <u>3.0</u>	3.0 a <u>4.0</u>
- C2	3.0 a <u>4.0</u>	2.5 7.0 (<u>4.0</u>)
- C3	3.0 a <u>5.0</u>	<u>4.0</u> a 7.0
- C4	4.5 a <u>5.0</u>	3.5 <u>7.0</u>
- C5	<u>5.0</u> a 7.5	3.5 a <u>4.5</u>
Categoria D		
- D1	<u>4.0</u> a 5.0	3.5 a 7.0 (<u>4.0</u>)
- D2	4.0 a <u>5.0</u>	3.5 a <u>7.0</u>

* A sublinhado, os valores recomendados para aplicação separada de q_k e Q_k

Todas as cargas concentradas Q_k devem portanto estar expressas em II.10 em força por unidade de superfície, dividindo cada $Q_{k,j}$ pela área do piso j , $A_{s,j}$

O coeficiente de combinação para o cálculo dos esforços sísmicos, $\psi_{E,m}$, deve ser determinado com base na seguinte expressão:

$$\psi_{E,m} = \varphi \psi_{2,m} \quad (\text{II.11})$$

Os valores de ψ_2 e φ são definidos na Tabela II.3.4 e Tabela II.3.5, respetivamente. As categorias de edifícios encontram-se descritas mais detalhadamente na cláusula 6.3.1.1 da NP EN 1991-1-1 (2009).

Tabela II.3.4. Valores de ψ_2 para o cálculo de $\psi_{E,m}$ (NP EN 1990, 2009)

Categoria	ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0.3
Categoria B: zonas de escritórios	0.3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0.6
Categoria D: zonas comerciais	0.6
Categoria E: zonas de armazenamento	0.8
Categoria F: zonas de tráfego (peso dos veículos ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G: zonas de tráfego ($30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160 \text{ kN}$)	0.3
Categoria H: coberturas	0

Tabela II.3.5. Valores de φ para o cálculo de $\psi_{E,m}$ (NP EN1998-1; 2010)

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1.0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0.8
	Pisos com ocupações independentes	0.5
Categorias D-F e arquivos		1.0

Assim, o peso total do edifício pode ser estimado através da expressão (II.12):

$$W_E = \sum_{j=1}^n (w_{E,j} A_{s,j}) \quad (\text{II.12})$$

com:

$A_{s,j}$ - área do piso j ;

$w_{E,j}$ - peso por unidade de superfície do piso j , resultante da combinação sísmica de ações determinado através das expressão (II.10).

II.3.2.3 Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método I

De acordo com o Método I, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é avaliada em termos de percentagem de área de pilares em relação à área do piso.

Um edifício existente verifica a segurança relativamente à ação sísmica se, ao nível de cada piso j , a percentagem de área de pilares existentes ($A_{PC,j}$) relativamente à área do piso for igual ou superior à percentagem de área de pilares exigida ($A_{PE,j}$):

$$A_{PC,j} \geq A_{PE,j} \quad (\text{II.13})$$

Os valores da percentagem de área de pilares exigida (A_{PE}) são apresentados na Tabela II.3.6, em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o mesmo se encontra implantado.

Tabela II.3.6. Valores exigidos de área de pilares, em percentagem da área de implantação dos edifícios por zona sísmica e tipo de terreno

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	
1.1	0.9	1.2	1.5	1.6	2.1	2.6	2.2	2.9	3.5	2.9	3.6	4.3	Sismo afastado Continente
1.2	0.6	0.9	1.2	1.2	1.7	2.0	1.7	2.3	2.8	2.2	2.9	3.5	
1.3	0.4	0.6	0.8	0.8	1.2	1.5	1.1	1.6	2.0	1.5	2.1	2.5	
1.4	0.2	0.3	0.5	0.4	0.7	0.9	0.6	1.0	1.2	0.8	1.3	1.6	
1.5	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.6	0.4	0.6	0.8	
1.6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.3	0.4	
2.1	0.5	0.7	0.9	0.8	1.1	1.3	1.0	1.3	1.5	1.0	1.3	1.6	Sismo próximo Açores
2.2	0.3	0.5	0.6	0.5	0.8	1.0	0.6	0.9	1.2	0.7	1.0	1.2	
2.3	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.7	0.4	0.7	0.8	0.5	0.7	0.9	Sismo próximo Continente
2.4	0.1	0.1	0.2	0.1	0.3	0.4	0.2	0.3	0.5	0.2	0.4	0.5	
2.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	

Os valores exigidos da percentagem de área de pilares a considerar para cada de piso ($A_{PE,j}$) é obtido através da expressão (II.14), multiplicando o valor de A_{PE} pelo valor do coeficiente η_j definido na Tabela II.3.2:

$$A_{PE,j} = \eta_j \times A_{PE} \quad (\text{II.14})$$

